



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

INSTITUTE OF METAL AND TIMBER STRUCTURES

**ANALÝZA OCELOVÝCH PŘÍPOJŮ PŘI SEISMICKÉM
ZATÍŽENÍ**

SEISMIC DESIGN OF STRUCTURAL STEEL CONNECTIONS

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Jiří Sotulář

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. LUKÁŠ HRON

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM	N3607 Stavební inženýrství
TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
STUDIJNÍ OBOR	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
PRACOVIŠTĚ	Ústav kovových a dřevěných konstrukcí

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT	Bc. Jiří Sotulář
NÁZEV	Analýza ocelových přípojí při seismickém zatížení
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	Ing. Lukáš Hron
DATUM ZADÁNÍ	31. 3. 2016
DATUM ODEVZDÁNÍ	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

.....
prof. Ing. Marcela Karmazínová, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Platné normy pro určení účinků zatížení, pro navrhování ocelových konstrukcí a konstrukcí odolných proti zemětřesení:

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.

ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem.

ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.

ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků.

ČSN EN 1998-1 Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Cílem práce je osvojit si návrh a posouzení ocelových přípojí na účinky seizmického zatížení.

Součástí práce bude přehled konstrukčních řešení přípojí s rámovým a kloubovým chováním odolných proti zemětřesení, analýza vybraných přípojí vhodným programovým systémem a verifikace výsledků. Jednotlivé přípoje budou analyzovány na vícepatrové konstrukci namáhané seizmickým zatížením.

STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

Ing. Lukáš Hron

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Práce se zabývá analýzou a normovým ověřením ocelových přípojí namáhaných seismickým zatížením. Analýza je založena na základě softwarového řešení a ověření je provedeno dle normových podmínek a vztahů. Práce je členěna do tří částí, které na sebe navazují.

První část se zabývá teorií seismického zatížení. Jsou zde popsány obecné poznatky o zemětřesení a způsoby stanovení účinků seismického zatížení na stavební objekty dle EN 1998-1.

Ve druhé části práce je proveden návrh a následné posouzení seismicky namáhané vícepodlažní ocelové budovy. Návrh je proveden na základě podmínek stanovených EN 1998-1 a na základě doporučení vyplývajících z výzkumů.

Ve třetí části je provedena analýza, ověření a posouzení ocelových přípojí, které jsou obsaženy v konstrukci navržené ve druhé části práce. Na základě analýz jednotlivých přípojí jsou stanovena doporučení a podmínky pro použití a návrh daného typu přípoje.

KLÍČOVÁ SLOVA

Seismicita, EN 1998-1, zemětřesení, seismické zatížení, vícepodlažní budova, ocelový rám, $P - \Delta$ efekt, ocelové přípoje, ocelové styčníky, poměrné přetvoření

ABSTRACT

The thesis deals with the analysis and standard check of structural steel connections subjected to seismic loads. Analysis is based on a software solution and standard check is performed according to standard requirements and formulas.

The first part deals with the theory of seismic load. There are described the general knowledges about the earthquake and the method of determining the effects of seismic loading on buildings according to the EN 1998-1.

In the second part of the thesis is made design and check seismically loaded multi-storey steel building. Design is based on recommendations of the EN 1998-1 and some recommendations of research.

In the third part is the analysis, verification and check of steel joints, which are contained in the structure designed in the second part of the thesis. On the basis results of analyses of individual connections are defined recommendations and requirements for the use and design structural steel connections subjected to seismic loads.

KEYWORDS

Seismicity, EN 1998-1, earthquake, seismic load, multi-storey building, steel frame, $P - \Delta$ effects, steel connections, steel joints, plastic strain

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Jiří Sotulář *Analýza ocelových přípojů při seismickém zatížení*. Brno, 2017. 144 s., 10 s. příl.

Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí. Vedoucí práce Ing. Lukáš Hron

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 3. 1. 2017

Bc. Jiří Sotulář
autor práce

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 3. 1. 2017

Bc. Jiří Sotulář
autor práce

Poděkování

Děkuji Ing. Lukáši Hronovi, Ph.D. a Ing. Lubomíru Šabatkovi, CSc. za odborné vedení diplomové práce a poskytování cenných rad, které mi v průběhu zpracování práce poskytli.

Dále bych rád poděkoval Ing. Milanu Pilgrovi, Ph.D. za poskytnutí odborných materiálů potřebných k vypracování práce.

OBSAH

ÚVOD	- 1 -
1 SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ	- 3 -
1.1 Zemětřesení	- 3 -
1.1.1 Obecný popis	- 3 -
1.1.2 Základní pojmy.....	- 3 -
1.1.3 Měření zemětřesení.....	- 4 -
1.1.4 Šíření zemětřesení	- 4 -
1.1.5 Zdroje zemětřesení.....	- 5 -
1.1.6 Vznik zemětřesení.....	- 6 -
1.1.7 Zemětřesné oblasti	- 6 -
1.1.8 Velikost a klasifikace zemětřesení	- 7 -
1.2 Navrhování konstrukcí na seismicitu dle evropských norem.....	- 8 -
1.2.1 Klasifikace a kombinace seismického zatížení.....	- 8 -
1.2.2 Stanovení účinků seismického zatížení na stavební objekty dle EN 1998-1.....	- 8 -
2 KONSTRUKCE VÍCEPODLAŽNÍ BUDOVY	- 21 -
2.1 Popis konstrukce	- 21 -
2.2 Dimenze prvků konstrukce	- 23 -
2.3 Koncepce navrhované stavby.....	- 24 -
2.4 Posouzení bezpečnosti	- 24 -
2.5 Materiály.....	- 25 -
2.5.1 Konstrukční ocel	- 25 -
2.5.2 Šrouby	- 25 -
2.6 Zatížení.....	- 26 -
2.6.1 Zatížení stálá.....	- 26 -
2.6.2 Zatížení užitná.....	- 27 -
2.6.3 Zatížení sněhem.....	- 29 -
2.6.4 Zatížení větrem	- 30 -
2.6.5 Seismické zatížení	- 32 -
2.6.6 P – Δ efekt	- 36 -
2.7 Kombinace zatížení.....	- 37 -
2.7.1 MSÚ – kombinace pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci	- 37 -
2.7.2 MSÚ – kombinace zatížení pro seismickou návrhovou situaci.....	- 37 -
2.7.3 MSP – charakteristické kombinace zatížení	- 37 -

2.7.4	Přehled zatěžovacích stavů a kombinačních součinitelů	- 38 -
2.7.5	Kombinační klíč.....	- 39 -
2.8	Požadavky pro posouzení prvků konstrukce na MSÚ	- 41 -
2.8.1	Všeobecné podmínky pro mezní stav únosnosti	- 41 -
2.8.2	Podmínky pro ocelové pozemní stavby	- 42 -
2.9	Posudek jednotlivých prvků	- 45 -
2.9.1	Sloup – HEB320.....	- 45 -
2.9.2	Průvlak ve směru osy y – IPE360.....	- 51 -
2.9.3	Průvlak ve směru osy x – IPE360.....	- 55 -
2.9.4	Excentrické ztužení – HEA160	- 60 -
2.9.5	Centrické ztužení – TR139,7/5,0	- 65 -
2.10	Požadavky pro posouzení konstrukce na MSP	- 66 -
2.10.1	Mezní stav použitelnosti dle EN 1993	- 66 -
2.10.2	Mezní stav použitelnosti dle EN 1998	- 66 -
2.11	Posudek konstrukce na MSP	- 67 -
2.11.1	Mezní stav použitelnosti dle EN 1993	- 67 -
2.11.2	Mezní stav použitelnosti dle EN 1998	- 69 -
2.12	Závěr – posouzení konstrukce.....	- 70 -
3	NÁVRH PŘÍPOJŮ NA SEISMICITU.....	- 71 -
3.1	Všeobecné podmínky	- 71 -
3.2	Výsledky experimentů a zkoušek	- 78 -
3.3	Metoda analýzy přípojí	- 79 -
3.3.1	Postup analýzy	- 80 -
3.4	Přípoj pro rámy odolávající momentům	- 80 -
3.4.1	Styčnick s čelní deskou.....	- 81 -
3.4.2	Svařovaný vyztužený styčník	- 83 -
3.4.3	Úpravy pro seismicky namáhané styčníky	- 85 -
3.4.4	Styčník 01 - čelní deska – seismické úpravy	- 87 -
3.4.5	Styčník 02 - svařovaný vyztužený styčník – seismické úpravy.....	- 89 -
3.4.6	Styčník 03 – vyztužené šroubované pásnice i stojina	- 91 -
3.4.7	Styčník 04 – vyztužené přivařené pásnice a šroubovaná stojina.....	- 93 -
3.4.8	Styčník 05 – přivařené pásnice a šroubovaná stojina	- 95 -
3.4.9	Lokální ztráta stability	- 97 -
3.4.10	Srovnání	- 98 -

3.4.11	Ověření podmínek dle EN 1998	- 100 -
3.4.12	Specifické řešení rámu odolávajících momentům	- 101 -
3.5	Přípoje pro rámy s centrickým ztužením	- 102 -
3.5.1	Přípoj se zapuštěnými plechy	- 102 -
3.5.2	Přípoj s koncovými plechy	- 104 -
3.5.3	Specifické řešení centrického ztužení	- 106 -
3.6	Přípoje pro rámy s excentrickým ztužením	- 107 -
3.6.1	Šroubovaný přípoj seismického spojovacího článku	- 111 -
3.6.2	Svařovaný přípoj seismického spojovacího článku	- 114 -
3.6.3	Lokální ztráta stability	- 116 -
3.6.4	Specifické řešení excentrického ztužení	- 117 -
3.7	Stýkování sloupu	- 118 -
3.8	Kotvení sloupu	- 118 -
3.9	Souhrnné modely styčníků	- 121 -
ZÁVĚR	- 123 -
Seznam použité literatury	- 125 -
Seznam použitých zkratek	- 127 -
Seznam příloh	- 130 -

ÚVOD

Práce se bude zabývat analýzou a normovým ověřením ocelových přípojů namáhaných seismickým zatížením. Účelem práce je nalézt takové způsoby připojení nosných prvků, aby bylo zaručeno vhodné chování celé konstrukce při seismickém zatížení a zároveň aby samotná konstrukce i jednotlivé přípoje splňovaly veškeré normové požadavky. Analýza bude založena na základě softwarového řešení a ověření bude provedeno dle normových podmínek a vztahů. Práce bude členěna do tří částí, které na sebe budou navazovat.

První část se bude zabývat teorií seismického zatížení. Budou zde popsány obecné poznatky o zemětřesení a způsoby stanovení účinků seismického zatížení na stavební objekty dle evropských norem.

Ve druhé části práce bude proveden návrh a následné posouzení seismicky namáhané vícepodlažní ocelové budovy. Návrh bude proveden na základě podmínek stanovených evropskými normami a na základě doporučení vyplývajících z výzkumů.

Ve třetí části bude provedena analýza, ověření a posouzení ocelových přípojů, které budou obsaženy v konstrukci navržené ve druhé části práce. Na základě analýz jednotlivých přípojů budou stanovena doporučení a podmínky pro použití a návrh daného typu přípoje.

1 SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ

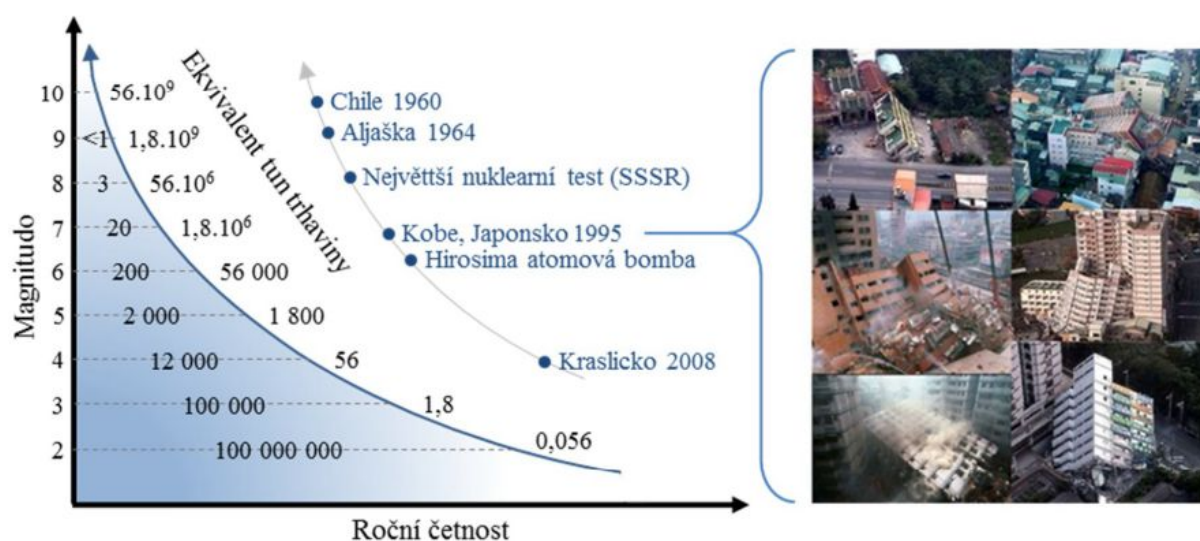
1.1 Zemětřesení

1.1.1 Obecný popis

Zemětřesení je fyzikální jev, při kterém je náhle uvolněna deformační energie nashromážděná v horninách s následným šířením mechanických vln zemským tělesem. Projevuje se krátkodobými rychlými pohyby zemského povrchu a tyto pohyby mohou mít účinnost několik jednotek, dokonce i desítek vteřin.

1.1.2 Základní pojmy

- Ohnisko zemětřesení
 - prostor, v němž vzniká zemětřesení;
 - jeho délka může dosahovat až několik set kilometrů;
 - v ohniskové oblasti dochází k nevratným deformacím zemského tělesa;
 - od tohoto prostoru se zemětřesení šíří zemským tělesem seismickými vlnami.
- Hypocentrum
 - bod, kterým se nahrazuje ohnisko zemětřesení (těžiště ohniska).
- Epicentrum
 - bod na zemském povrchu svisle nad hypocentrem.
- Hloubka ohniska
 - vzdálenost mezi hypocentrem a epicentrem.
- Seismická energie
 - energie šířící se od ohniska seismickými vlnami;
 - určena na základě hustoty toku energie seismických kmitů.
- Magnitudo
 - bezrozměrná veličina udávající míru seismické energie;
 - amplituda maximálních posunutí na zemském povrchu.

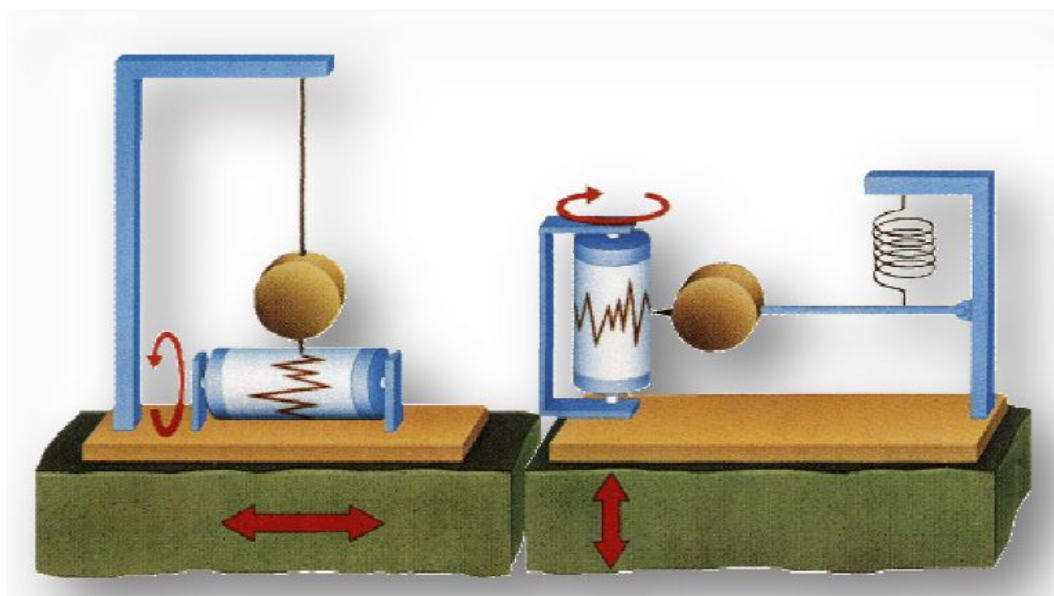


Obr. 1.01 – Magnitudo [1]

- Intenzita zemětřesení
 - míra velikosti pozorovatelných dopadů na zkoumané místo;
 - závislá na vzdálenosti od epicentra;
 - seřazena do několika skupin dle rozsahu škod (podrobně viz 1.1.8).

1.1.3 Měření zemětřesení

- Seismometr (seismograf)
 - zaznamenává pohyb půdy, pomocí kyvadla využívajícího principu setrvačné hmoty;
 - dnes již v elektronické formě zaznamenávající pohyb ve vertikálním i horizontálním směru (úplné informace o pohybu půdy);
 - může sledovat několik veličin: přemístění, rychlost a zrychlení zemského povrchu.



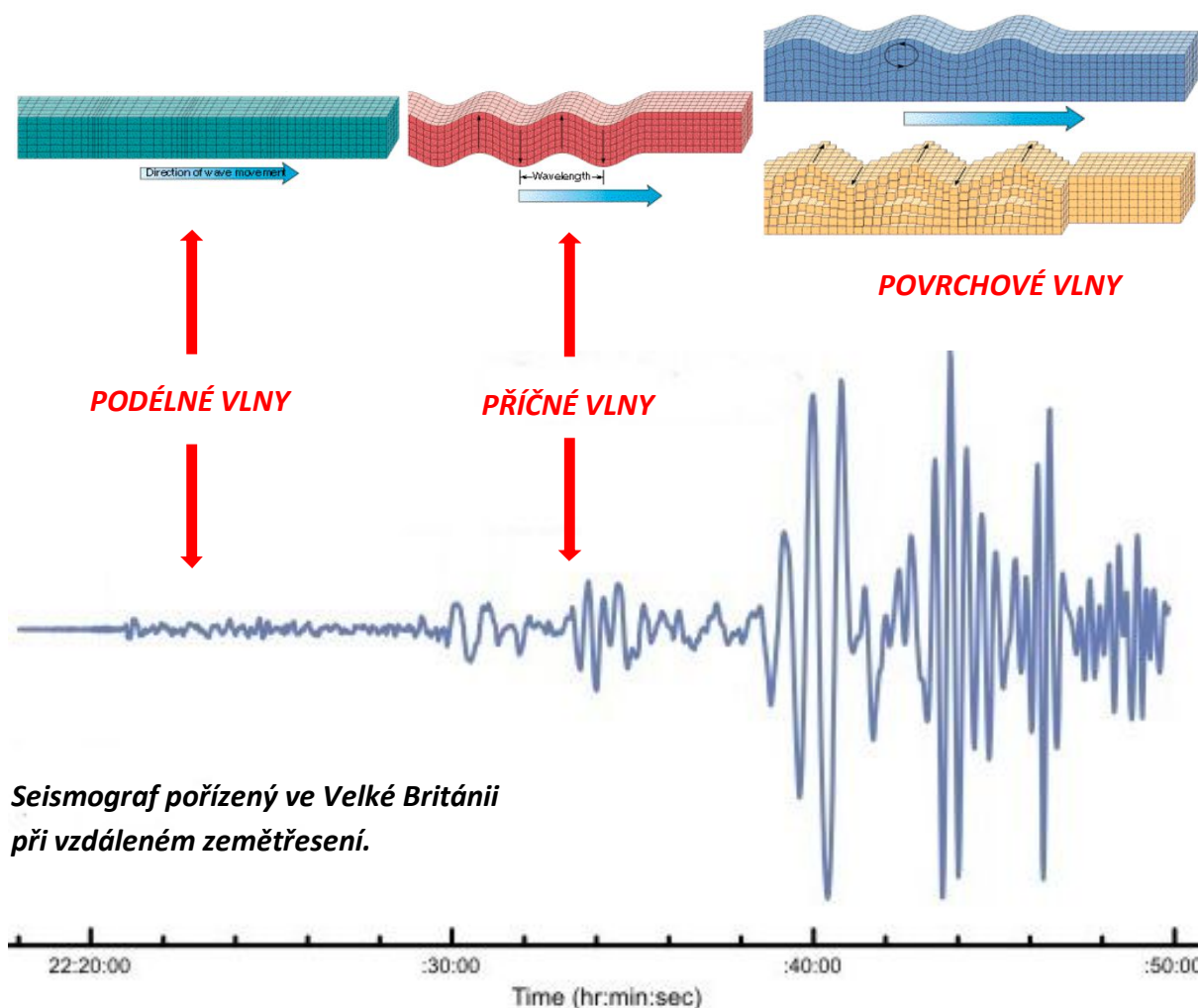
Obr. 1.02 – Princip seismometru [2]

- Seismogram
 - záznam časového průběhu pohybu půdy vypsany seismometrem;
 - např. záznam rychlosti pohybu půdy, záznam absolutního zrychlení.

1.1.4 Šíření zemětřesení

- Zemětřesení se šíří zemským povrchem pomocí tzv. seismických vln, které vyvolávají pohyb částic pružného prostředí, kde je energie přenášena mezi jednotlivými částicemi.
- V průběhu zemětřesení postupně dochází k několika následujícím typům vln:
 - Objemové vlny – šířící se zemským povrchem
 - podélné vlny – částice kmitají shodně se směrem šíření vlny, periodické stlačování a roztahování hmoty, šíří se v jakémkoliv prostředí, jsou nejrychlejším typem vln;
 - příčné vlny – částice kmitají kolmo na směr šíření vlny ve vertikálním i horizontálním směru, šíří se pouze v tuhém (pružném) prostředí;

- Povrchové vlny – na rozhraní zemského povrchu a vzduchu
 - Rayleighovy vlny – částice kmitají kolmo na směr vlnění ve vertikální rovině, pohybují se po eliptické trajektorii;
 - Loveho vlny – částice kmitají kolmo na směr vlnění v horizontální rovině, představují maximální riziko.



Obr. 1.03 – Seismogram s průběhem a tvarem jednotlivých působících vln [3]

1.1.5 Zdroje zemětřesení

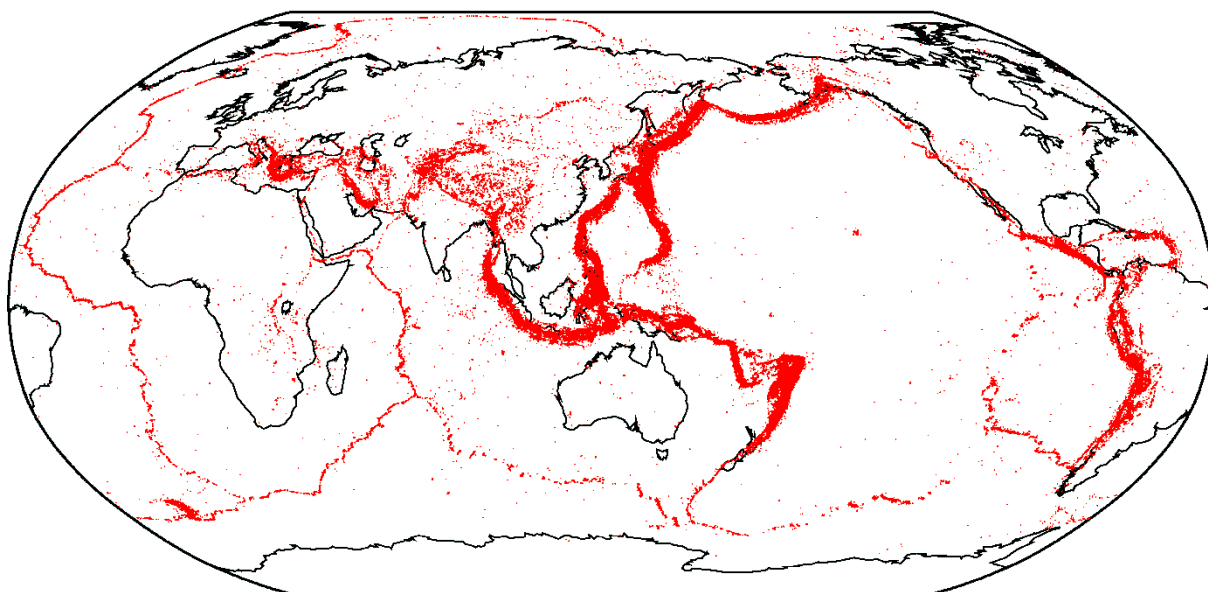
- Přírodní seismicita
 - vzniká bez zásahu člověka a má krátkodobé účinky;
 - její vznik i průběh je neovlivnitelný;
 - frekvence 0,5 - 10 Hz.
- Technická seismicita
 - vzniká výhradně lidskou činností nebo v důsledku lidské činnosti a může mít i ustálený charakter (např. poddolované území, výbuchy, doprava, pád těžkých hmot);
 - účinky se projevují pouze v blízkém okolí ohniska zemětřesení.

1.1.6 Vznik zemětřesení

- Zemětřesení vzniká náhlým uvolněním nahromaděné energie, tato energie pochází z různých zdrojů, podle nichž se zemětřesení dělí na několik druhů:
 - Zemětřesení řítivé
 - vzniká při uvolnění kinetické energie, které se vytvořila dopadem zřícené hmoty (např. propad stropů krasových nebo poddolovaných území);
 - pouze lokální účinky;
 - Zemětřesení sopečné
 - vzniká při uvolnění energie při sopečném výbuchu;
 - ohnisko leží několik málo kilometrů pod povrchem země;
 - účinky pouze na bezprostřední okolí jícnu sopky;
 - Zemětřesení tektonické
 - vzniká při uvolnění deformační energie, která se nahromadila v zemním tělese v místě, kde bylo bráněno vzájemnému posunu sousedních zemských ker, mezi nimiž došlo k pohybu;
 - hypocentrum v hloubce až 750 km pod povrchem země;
 - postižená oblast o rozloze až stovek km²;
 - nejničivější a nejčastější typ zemětřesení, při němž dochází často ke ztrátám na životech (tvoří až 90 % všech zemětřesení).

1.1.7 Zemětřesné oblasti

- zemětřesné události se koncentrují především kolem rozhraní zemských litosférických desek a k největším účinkům zemětřesení dochází především na pobřeží Tichého oceánu (nejhorší následky jsou zaznamenávány především v Japonsku a Indonésii);
- v Evropě dochází k zemětřesné činnosti výjimečně v okolí Středozemního moře;
- v ČR dochází pouze ke slabým zemětřesným událostem v oblastech dosud živých tektonických zón a v oblastech s hustě poddolovaným územím.



Obr. 1.04 – Mapa zemětřesných oblastí [4]

1.1.8 Velikost a klasifikace zemětřesení

- Magnitudo
 - objektivně určená velikost zemětřesení závislá na uvolněné energii v ohnisku;
 - určuje se z maximální výchylky (amplitudy) na seismogramu;
 - pro popis velikosti zemětřesení se používá několik stupnic, kde nejznámější magnitudovou stupnicí je Richterova stupnice (viz. následující tabulka).

Magnitudo	Následky
<i>1,2</i>	Lidé necítí, lze měřit přístroji
<i>3</i>	Nejmenší rozpoznatelná hodnota; bez poškození
<i>4</i>	Slabé zemětřesení
<i>5</i>	Slabé poškození budov blízko epicentra
<i>6</i>	Vážné poškození špatně postavených budov
<i>7</i>	Velké poškození budov
<i>8 a více</i>	Téměř úplné zničení

- Intenzita zemětřesení
 - subjektivně určená na základě makroseismických účinků zemětřesení – různé stupně poškození staveb, praskliny v povrchu, sesuvy a poklesy terénu apod.;
 - velikost odlišná v každém místě pozorování (klesající od epicentra);
 - existuje několik stupnic popisujících intenzitu, kde současnou nejpoužívanější je EMS-98 (Evropská makroseismická stupnice [5]).

Stupeň	Označení	Zrychlení [mm·s ⁻²]	Popis
<i>I.</i>	Nepozorovatelné	do 2,5	Člověk nerozpozná, pouze přístroje
<i>II.</i>	Velmi slabé	2,5 - 6	Rozpoznatelné v horních patrech budov citlivými lidmi.
<i>III.</i>	Slabé	5 - 10	Vibrace, lustry se pohybují; srovnatelné s vibracemi způsobenými projíždějícím těžkým nákladním automobilem.
<i>IV.</i>	Mírné	10 - 25	Drnčení oken, cinkot příborů a nádobí, zdi vydávají praskavé zvuky.
<i>V.</i>	Málo silné	25 - 50	Lze rozpoznat v krajině, probouzí spící, praskání oken, kyvadlové hodiny se mohou zastavit.
<i>VI.</i>	Silné	50 - 100	Vrávorání při chůzi, padají předměty, rozbíjí se nádobí, praskliny v omítce.
<i>VII.</i>	Velmi silné	100 - 250	Lze jen obtížně stát, zvony zvoní, trhliny ve zdech.
<i>VIII.</i>	Bořivé	250 - 500	Padají komíny, poškození budov, pohybující se těžký nábytek.
<i>IX.</i>	Pustošivé	500 - 1000	Panika, vážné poškození domů, větší trhliny v půdě.
<i>X.</i>	Ničivé	1000 - 2500	Zničené budovy, porušení přehrad, velké trhliny v půdě.
<i>XI.</i>	Katastrofické	2500 - 5000	Roztržení kolejí a potrubí, zničené mosty, pozorovatelné změny terénu.
<i>XII.</i>	Globální	přes 5000	Úplné zničení, rozsáhlé terénní změny.

1.2 Navrhování konstrukcí na seismicitu dle evropských norem

1.2.1 Klasifikace a kombinace seismického zatížení

- dle normy ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí [6];
- seismické zatížení je označováno jako A_E a jeho návrhová hodnota se vypočte jako:

$$A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}; \quad (1.01)$$

- kde γ_1 je součinitelem významu stavebního objektu a A_{Ek} je charakteristická hodnota seismického zatížení (podrobně uvedeno a rozepsáno níže);
- zatížení seismicitou je uvažováno jako samostatná návrhová situace zahrnující výjimečné podmínky, kterým je konstrukce vystavena během seismické aktivity;
- v závislosti na umístění stavby je možné uvažovat seismické zatížení jako proměnné nebo mimořádné;
- seismické zatížení je uvažováno pouze v **mezním stavu únosnosti**, který je posuzován na **kombinaci zatížení pro seismickou návrhovou situaci** dle rovnice 6.12b:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (1.02)$$

1.2.2 Stanovení účinků seismického zatížení na stavební objekty dle EN 1998-1 – Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení

1.2.2.1 Základní termíny a ustanovení pro práci s normou

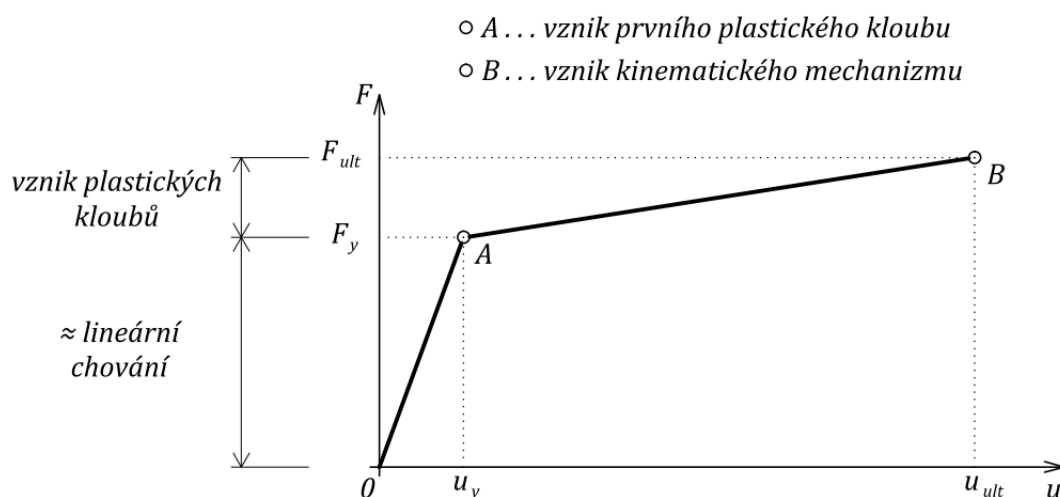
EN 1998 se vztahuje na navrhování a provádění pozemních a inženýrských staveb v seismických oblastech. Jejím účelem je zajistit, aby v případě zemětřesení:

- byly uchráněny lidské životy;
- byly omezeny škody;
- konstrukce důležité pro ochranu obyvatel zůstaly schopné provozu.

Náhodná povaha zemětřesení a nedostatek podkladů pro určení jeho následků působí, že tyto cíle nemohou být splněny zcela, ale lze jich dosáhnout pouze s určitou pravděpodobností. Pravděpodobnost je dána překročením určité úrovně seismického zatížení za specifickou dobu a je odlišná pro různé oblasti.

• Duktilita konstrukce

- schopnost konstrukce jako celku přenášet zatížení a pohlcovat energii v postelastickém stavu (oblast po překročení meze kluzu), pokud je vystavena cyklickým deformacím během zemětřesení;
- závisí na materiálu, průřezech, prvcích, **konstrukčních detailech**, konstrukci;
- poměr maximálního posunutí (např. vrcholu budovy) u_{ult} při vzniku kinematického mechanismu k hodnotě posunutí při vzniku prvního plastického kloubu u_y ;
- v závislosti na působení konstrukce rozlišujeme 3 třídy duktility:
 - L (malá duktilita);
 - M (střední duktilita);
 - H (velká duktilita).



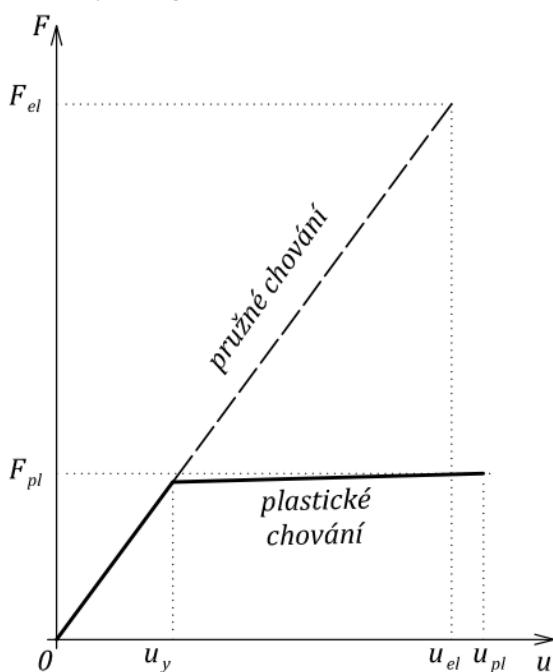
Obr. 1.05 – Duktilita konstrukce

• Součinitel duktility

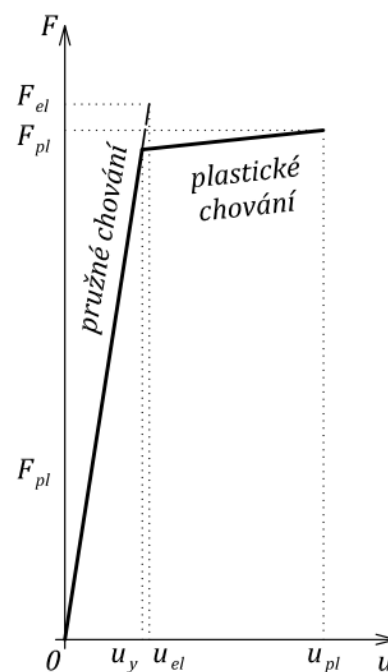
- označení q ;
- součinitel používaný při navrhování konstrukcí, který vychází z duktility;
- faktor umožňující snížení sil vypočtených z lineárního výpočtu, tak aby bylo zohledněno nelineární chování konstrukce ovlivněné materiálem, nosným systémem a způsobem navrhování;
- zahrnuje i vliv viskózního ztlumení odlišného od standardní hodnoty 5 %.

$$q = \frac{u_{el}}{u_y} = \frac{F_{el}}{F_{pl}} \rightarrow F_{pl} \approx \frac{F_{el}}{q}$$

$$F_{pl} \approx F_{el} \quad (1.03)$$



NEPRUŽNÉ (PODDAJNÉ) KONSTRUKCE
vysoká duktilita

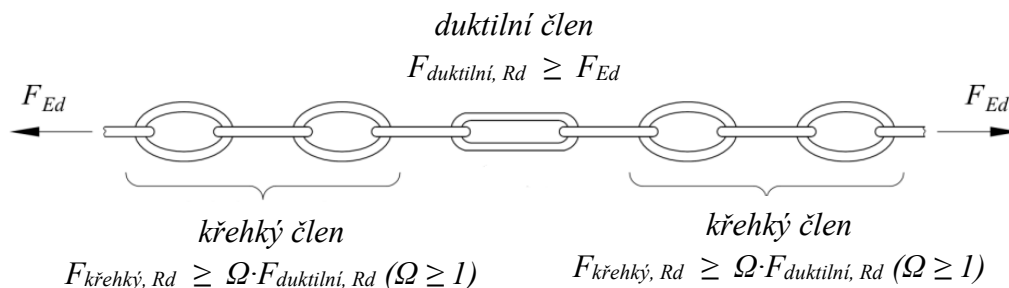


PRUŽNÉ (TUHÉ) KONSTRUKCE
nízká duktilita

Obr. 1.06 – Zjednodušené schéma duktilního chování konstrukcí

- **Návrh na kapacitu**

- metoda navrhování, kdy některé prvky nosného systému jsou zvoleny a navrženy tak, aby při velkých deformacích rozptylovaly energii, a ostatní nosné prvky mají přitom dostatečnou pevnost;
- nejprve porušení v duktilním tvaru (např. ohyb nosníků) a následné porušení v křehkém tvaru (např. kolaps ve svařovaném styku) → křehké prvky musí být navrženy tak, aby vydržely (více než) plnou kapacitu duktilních.



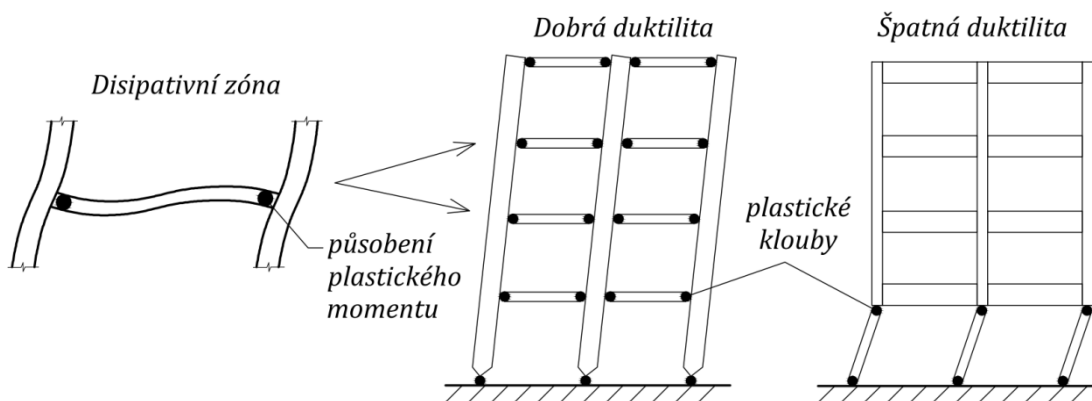
Obr. 1.07 – Princip návrhu na kapacitu [3]

- **Disipativní konstrukce**

- konstrukce schopná rozptylovat energii tím, že se plasticky deformuje nebo ji rozptyluje jinými prostředky.

- **Disipativní zóny (kritické oblasti)**

- předem určené části konstrukce, v nichž dojde k rozptýlení energie díky plastifikaci materiálu.



Obr. 1.08 – Disipace konstrukce

- **Nedisipativní konstrukce**

- konstrukce u níž se neuvažuje s nelineárním chováním materiálu při návrhové seismické situaci.

- **Součinitel navýšení pevnosti**

- označení α_u / α_1 ;
- součinitel zohledňující chování objektu po vzniku prvního plastického kloubu;
- určen dle typu konstrukce nebo na základě nelineární statické analýzy.

- **Součinitel významu**

- označení γ_I ;
- součinitel vztahující se k následkům porušení konstrukce;
- je charakteristickou hodnotou třídy významu.

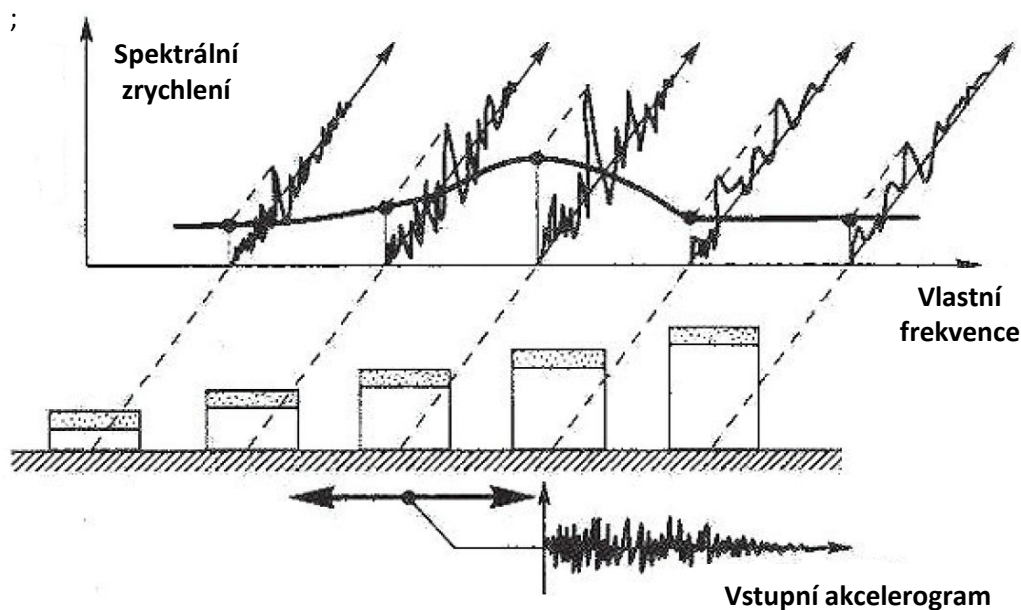
- **Třída významu**

- třídy zohledňující různou úroveň spolehlivosti konstrukcí, která je stanovena na základě následků zřícení na lidský život, na důležitosti pro veřejnou bezpečnost a na společenský a ekonomický následek zřícení.

γ_I	Třída významu	Pozemní stavby
0,8	I	Pozemní stavby s menším významem pro veřejnou bezpečnost, např. zemědělské stavby atd.
1,0	II	Obvyklé pozemní stavby, nepatřící do ostatních kategorií
1,2	III	Pozemní stavby, jejichž seismická odolnost je důležitá z hlediska následků spojených s jejich zřícením, např. školy, společenské haly, kulturní instituce atd.
1,4	IV	Pozemní stavby, jejichž neporušenost během zemětřesení je životně důležitá pro ochranu občanů, např. nemocnice, hasičské stanice, elektrárny atd.

- **Spektrum odezvy**

- graf maxim odezvy konstrukce na zadanou funkci buzení;
- závislé na vlastních tvarech (vlastní frekvence/perioda kmitání) konstrukce;
- jednorázové extrémy (posunu, rychlosti, zrychlení), které se na konstrukci mohou vyskytnout během zemětřesení.



Obr. 1.09 – Spektrum odezvy [4]

1.2.2.2 Popis a vyjádření seismického zatížení

Seismické zatížení působí na styku konstrukce s geologickým povrchem, má značně náhodný charakter buzení a zároveň se je jedná o zatížení s nelineárním průběhem buzení. A právě kvůli těmto těžko popsatelným charakteristikám bylo vytvořeno několik optimalizovaných kategorií a grafů popisujících seismické zatížení.

• Typy základových půd

- rozděleny dle typu zeminy (stratigrafického profilu);
- charakterizovány těmito parametry:
 - průměrnou rychlostí smykových vln šířících se zeminou $v_{s, 30}$;
 - počtem úderů při penetrační zkoušce N_{SPT} ;
 - soudržností zeminy c_u .

Typ	Popis typu zeminy	Parametry		
		$v_{s, 30}$ [m/s]	N_{SPT} [poč.]	c_u [kPa]
A	Skalní horninový masív, měkké nadloží o mocnosti max. 5 m	> 800	-	-
B	Sedimenty velmi uhlého písku, šterku nebo tuhého jílu o mocnosti alespoň několika desítek metrů	360-800	> 50	> 250
C	Mocné sedimenty středně uhlého písku, šterku nebo tuhého jílu o mocnosti několika desítek až stovek metrů	180-360	15-50	70-250
D	Sedimenty z kyprých a středně uhlých nesoudržných zemin nebo převážně měkkých a pevných soudržných zemin	< 180	< 15	< 70
E	Povrchové aluviální vrstvy s hodnotami v_s dle C, D o mocnosti 5-20m na tužším podkladě s $v_s > 800$ m/s			
S1	Sedimenty sestávající se z jílu nebo siltů s velkým obsahem vody, o mocnosti nejméně 10 m	< 100	-	10-20
S2	Sedimenty ze zemin náchylných ke ztekucení			

• Seismické oblasti

- určeny dle stupně ohrožení, který je popsán parametrem referenčního špičkového zrychlení a_{gR} pro podloží typu A;
- referenční špičkové zrychlení podloží odpovídá referenční době návratu T_{NCR} (referenční pravděpodobnost překročení za dobu 50 let P_{NCR}) seismického zatížení příslušného požadavku vyloučení zřícení, této referenční době je přiřazen součinitel významu 1,0;
- pro jiné než referenční doby návratu (dle třídy významu konstrukce) je návrhové zrychlení určeno dle vzorce:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}; \quad (1.04)$$

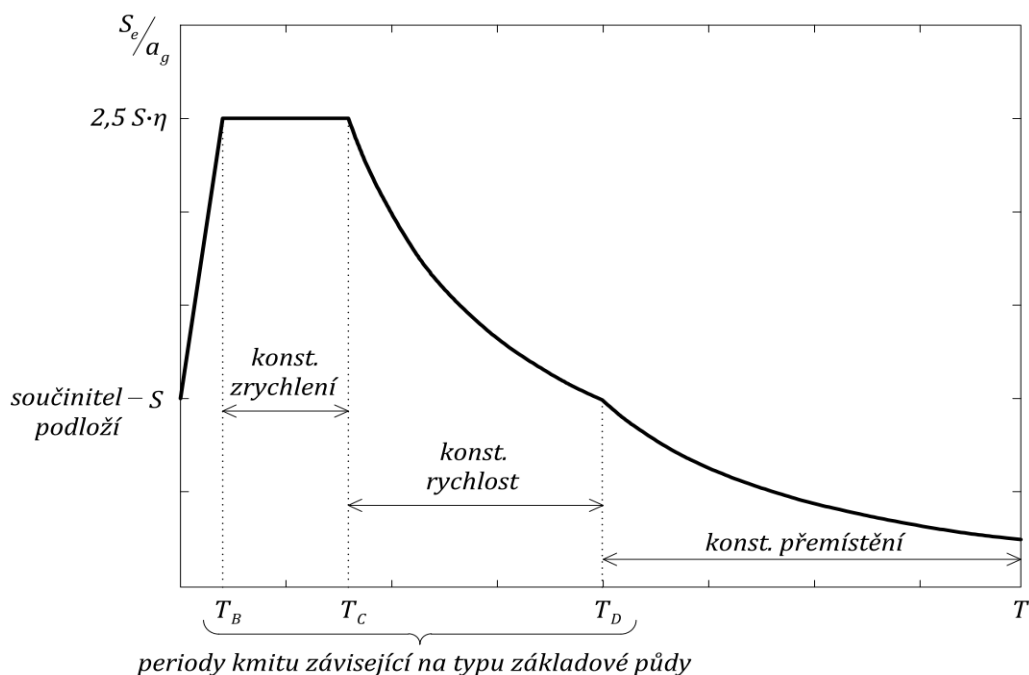
- seismické oblasti jsou určeny dle národní přílohy pro každý stát jednotlivě.



Obr. 1.10 – Seismické oblasti v ČR dle EC8 [7]

- **Spektrum pružné odezvy**

- reprezentuje pohyb povrchu při zemětřesení v daném bodě;
- popisuje pohyb ve vodorovném i svislém směru pro základní hodnotu tlumení konstrukce 5 %;
- pro tři složky seismického zatížení je možno použít jeden nebo více typů spekter odezvy dle zdroje a magnituda zemětřesení;
- vodorovné seismické zatížení je popsáno dvěma kolmými nezávislými složkami se stejným spektrem odezvy;



Obr 1.11 – Tvar spektra pružné odezvy

- **spektrum pružné odezvy pro vodorovné složky seismického zatížení $S_e(T)$** je definováno těmito výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (1.05)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (1.06)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.07)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (1.08)$$

kde je

$S_e(T)$ spektrum pružné odezvy

T perioda vlastních kmitů lineární jednostupňové soustavy

a_g návrhové zrychlení podloží typu A

T_B nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení

T_C největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení

T_D doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu

S součinitel podloží

η korekční součinitel útlumu, $\eta = 1$ pro poměrný viskózní útlum 5 %;

- **spektrum pružné odezvy pro svislou složku seismického zatížení $S_{ve}(T)$** je definováno těmito výrazy:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (1.09)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (1.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (1.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (1.12)$$

- parametry S , T_B , T_C , T_D , a_{vg} / a_g potřebné pro výpočet spekter odezvy jsou uvedeny v národní příloze EC8 a jsou závislé na typu zeminy;
- v ČR se používají dva typy spekter, jejichž volba je závislá na magnitudu povrchových vln – jednotlivé oblasti doporučeny v normě.

- **Návrhové spektrum pro výpočet v pružné oblasti**

- díky disipativním schopnostem (působení v nelineární oblasti) nosných konstrukcí je možné snížit účinky lineárně pružné odezvy zemětřesení;
- redukce účinků spektra pružné odezvy je provedena díky součiniteli duktility (viz. výše), jehož hodnoty jsou uvedeny v EC8 a jsou závislé na typu a uspořádání konstrukce;
- ***návrhové spektrum pro vodorovné složky seismického zatížení*** je definováno:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (1.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.15)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (1.16)$$

kde je

$S_d(T)$ návrhové spektrum

q součinitel duktility

β spodní mez součinitele pro vodorovné návrhové spektrum;

- ***návrhové spektrum pro svislé složky seismického zatížení*** je dáno výrazy (1.13) - (1.16), kde místo a_g je použito zrychlení podloží ve svislém směru a_{vg} ;
- pro svislou složku seismického zatížení lze obvykle použít součinitel duktility roven $q = 1,5$ pro všechny materiály a nosné systémy.

- **Jiná vyjádření seismického zatížení**

- seismický pohyb může být popsán časovým průběhem zrychlení podloží (akcelerogram) a s ním souvisejících veličin (rychlost a posun);
- při prostorovém modelu by měl být seismický pohyb složen ze tří současně působících akceleroogramů, působících ve třech kolmých směrech;
- rozeznáváme akceleroagramy:
 - **umělé**, odpovídající spektrům pružné odezvy;
 - **skutečné nebo simulované**, které jsou záznamem skutečného zemětřesení nebo numerickou simulací zdroje a trasy šíření.

- **Kombinace seismického zatížení pro výpočet setrvačných hmot**

- setrvačné účinky návrhového seismického zatížení je zapotřebí počítat s ohledem na přítomnost hmot působících současně s vlastní tíhou;
- výsledné kombinace působících hmot pro výpočet vlastních tvarů kmitu vycházejí ze vzorce:

$$\sum_{j \geq} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} ; \quad (1.17)$$

- součinitel kombinace $\psi_{E,i}$ zohledňuje pravděpodobnost, že se zatížení $Q_{k,i}$ nevyskytuje během zemětřesení současně na celé konstrukci a také bere v úvahu možnou zmenšenou součinnost hmot při pohybu konstrukce, způsobenou jejich netuhým spojením.

1.2.2.3 Metody výpočtu seismických účinků

V závislosti na charakteristikách konstrukce stavby je možné použít lineární i nelineární metody výpočtu seismických účinků na pozemní objekty.

Lineární metody:

- **Metoda výpočtu pomocí příčných sil**

- použití pro pozemní stavby, jejichž odezva není v obou hlavních směrech výrazně ovlivněna tvary kmitání vyššími než základní tvar;
- konstrukce musí splňovat následující podmínky:
 - a) podmínka pro základní periody vlastních kmitů T_1

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} ; \quad (1.18)$$

- b) konstrukce splňuje kritéria pravidelnosti po výšce dle EC8;
- metoda je založena na určení smykové síly působící na založení konstrukce a vodorovných seismických sil působících příčně na konstrukci;
 - **seismická síla F_b v základech** pro každý vodorovný směr musí být stanovena dle následujících vztahů:

$$F_b = S_d \cdot (T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.19)$$

kde je

$S_d(T_1)$ pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu T_1

T_1 základní perioda vlastních kmitů vodorovného pohybu stavby
v uvažovaném směru

m celková hmotnost stavby nad základovou spárkou, vypočtená z (1.17)

λ opravný součinitel, jehož hodnota je $\lambda = 0,85$ když $T_1 \leq T_c$, a když má stavba více než 2 podlaží, v ostatních případech $\lambda = 1,0$;

- ke stanovení základní periody vlastních kmitů T_l se dnes převážně využívá výpočetních softwarů, ale je možné použít některou z metod stavební dynamiky (např. Rayleighova), pro stavby do 40 m výšky může být hodnota T_l stanovena přibližně dle vzorců uvedených v EC8;
- **rozdělení vodorovných seismických sil F_i** po jednotlivých podlažích na konstrukci je dáno vztahem:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j} \quad (1.20)$$

kde je

F_i vodorovná síla působící v i -tém podlaží

F_b seismická smyková síla v základu, podle (1.19)

s_i, s_j jsou posuny hmot m_i, m_j v základním tvaru kmitání

m_i, m_j hmotnosti podlaží stanovené dle (1.17);

- účinky vodorovného seismického zatížení působícího na konstrukci musí být určeny ve dvou navzájem kolmých směrech.

• Modální analýza pomocí spektra odezvy

- tento způsob musí být použit vždy, jestliže konstrukce nevyhovuje podmínkám pro výpočet pomocí příčných sil;
- ve výpočtu výsledné odezvy musí být uvažovány všechny tvary kmitání, které odezvu výrazně ovlivňují – tento požadavek je splněn, jestliže pro každý významný směr je splněna jedna z následujících podmínek:
 - a) součet efektivních modálních hmot vlastních tvarů kmitání je roven nejméně 90 % celkové hmotnosti konstrukce;
 - b) všechny tvary kmitání s efektivními modálními hmotami většími než 5 % celkové hmotnosti jsou zahrnuty do výpočtu;
- podmínky uvedené výše nemusejí být splněny pro konstrukce, u nichž převládají kroutivé tvary kmitání, minimální počet k tvarů kmitání, vzatý do prostorového výpočtu, má splňovat obě následující podmínky:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (1.21)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (1.22)$$

kde je

k počet tvarů kmitání použitých ve výpočtu

n počet podlaží nad základovou spárou nebo nad vrchem tuhého základu

T_k perioda k -tého vlastního tvaru kmitání;

- metoda spočívá ve výpočtu seismické odezvy pomocí spekter odezvy pro jednotlivé významné vlastní tvary kmitu;
- používá se jednobodové spektrum pro jednotlivé ortogonální směry.
- výsledné odezvy konstrukce je možné kombinovat dvěma následujícími způsoby:

a) **Metoda SRSS**

- použitelná pro řídka spektra, kde jsou frekvence od sebe vzdáleny o minimálně 10%
- maximální účinek E_E seismického zatížení je dán vztahem:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^N E_{E,j}^2} \quad (1.23)$$

kde

$E_{E,j}$ hodnota účinku seismického zatížení (síla, posun atd.) při kmitání v j -tém tvaru;

b) **Metoda CQC** (metoda kompletní kombinace)

- vhodná pro libovolné spektrum
- zohledňuje i úroveň tlumení konstrukce
- maximální účinek E_E seismického zatížení je dán vztahy:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N E_{E,i} \cdot \rho_{i,j} \cdot E_{E,j}} \quad (1.24)$$

$$\rho_{i,j} = \frac{8 \cdot \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\xi_i + r \cdot \xi_j) \cdot r^{2/3}}{(1 - r^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot r \cdot (1 + r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)r^2} \quad (1.25)$$

$$r = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (1.26)$$

kde je

$E_{E,i}, E_{E,j}$ účinek seismického zatížení pro vlastní tvary i a j

$\rho_{i,j}$ modální korelační koeficienty zohledňující míru ovlivnění účinků vlastních tvarů

ξ_i, ξ_j koeficienty tlumení pro vlastní tvary i a j

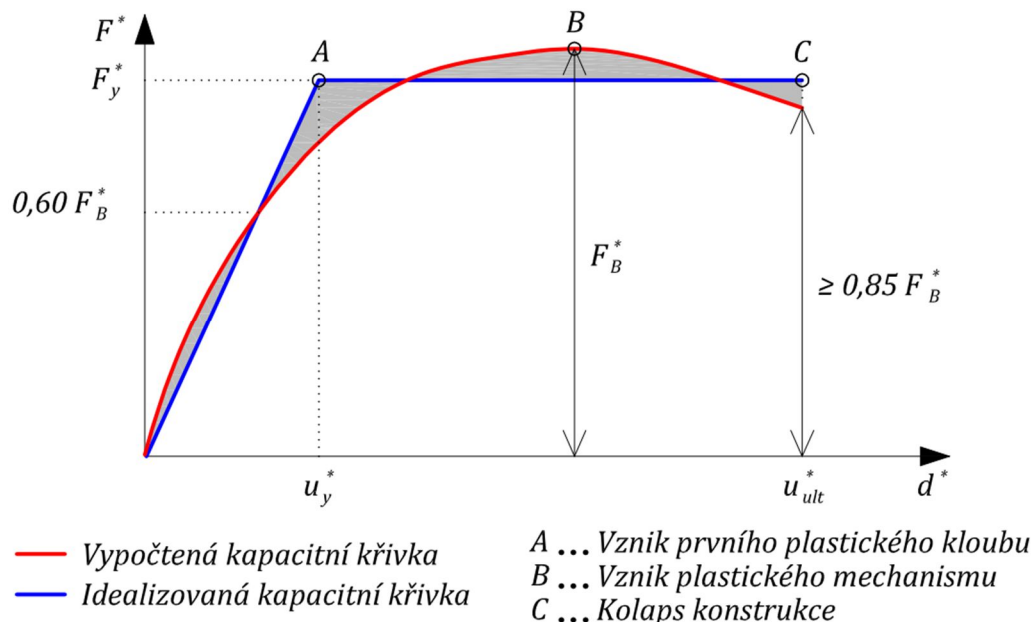
r frekvenční poměr

ω_i, ω_j frekvence vlastních tvarů i a j ;

Nelineární metody:

- **Metoda postupného statického přitěžování (pushover metoda)**

- konstrukce se postupně přitěžuje vodorovnými silami rovnoměrně rozdělenými po výšce objektu;
- sleduje se postupný vznik plastických kloubů → křivka kapacity.

Obr. 1.12 – Graf závislosti pružně-plastické síly F^* na posunu u^*

- **Dynamický výpočet odezvy v časové oblasti**

- jedná se o přímou integraci pohybových rovnic v absolutních souřadnicích.

1.2.2.4 Kombinace složek seismických účinků

- **vodorovné složky** seismického zatížení v jednotlivých směrech musí být považovány za současně působící a mohou být kombinovány dvěma způsoby (viz. 1.27 a 1.28);
- **svislou složku seismického zatížení** je možno do výpočtu zahrnout na základě splnění několika podmínek uvedených v EC8, v případě jejich splnění jsou kombinovány všechny tři ortogonální složky účinků zatížení dle následujících způsobů kombinace:
 - a) Obecná kvadratická rovnice

$$E_{max} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2} \quad (1.27)$$

- b) Kombinace s rozdělením na 30%

$$E_{max} = \begin{cases} E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \\ 0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \\ 0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \end{cases} \quad (1.28)$$

kde

$E_{Edx}, E_{Edy}, E_{Edz}$ je účinek seismického zatížení ve směru vybrané osy konstrukce

- volba dané kombinace není žádným způsobem určena, je pouze na volbě projektanta.

2 KONSTRUKCE VÍCEPDLAŽNÍ BUDOVY

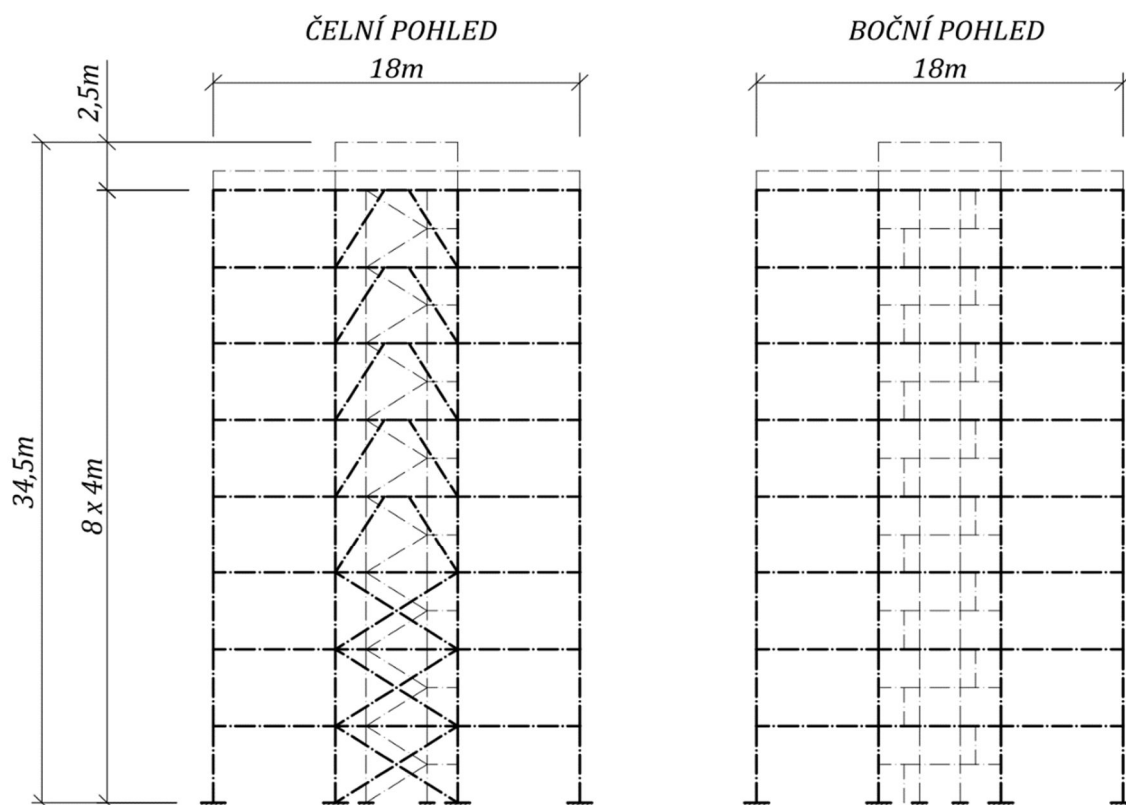
V této části práce bude navržena ocelová vícepodlažní budova pro průmyslové využití, na níž bude aplikováno seismické zatížení. Budova je umístěna do Italského města Tolmezzo, a to z důvodu dostatečně vysokého špičkového seismického zrychlení v této oblasti. Pokud by konstrukce byla umístěna na území ČR, účinky větru by výrazně překračovali účinky seismického zatížení (ukázka viz: Pozn. č. 2). Budova je sestavena a zatížena tak, aby především v přípojích jednotlivých prvků nosného rámu rozhodovala seismická návrhová situace.

2.1 Popis konstrukce

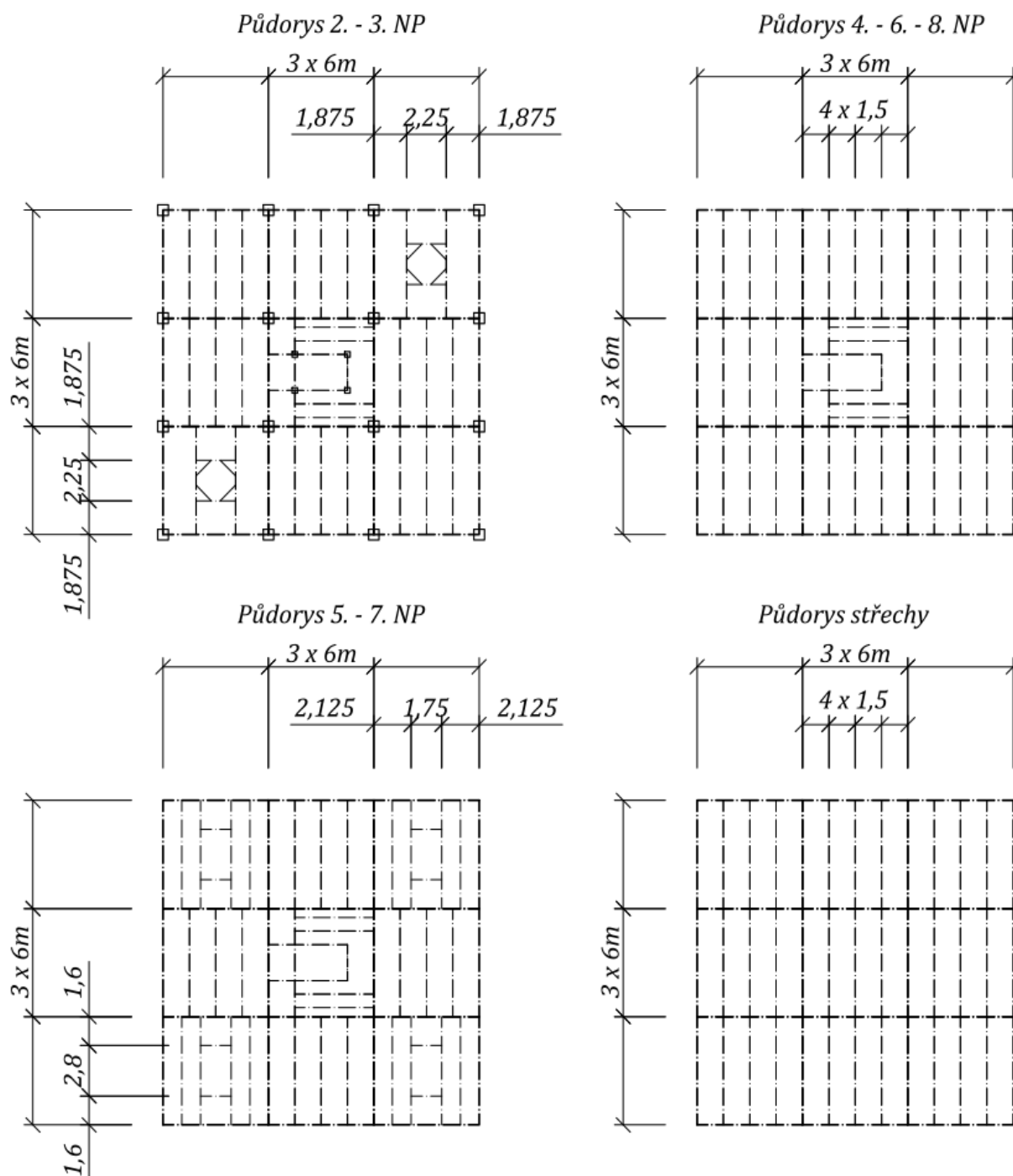
Jedná se o budovu o 8 podlažích, čtvercového půdorysu se 3 poli v každém směru. Celý objekt je proveden z plnostěnných ocelových profilů, hlavní nosná kostra je tvořena obousměrnými tuhými rámy, které jsou v jednom směru ztuženy příhradovými ztužidly (ze studijních důvodů jsou použity dva typy ztužení ve tvaru X a K). Sloupy jsou vetknuty do betonových základových patek. Nosná konstrukce stropu se sestává z kloubově uložených stropnic připojených na průvlaky nosného rámu.

Konstrukce je oplášťena modulovými fasádními panely, zastřešena plochou jednoplášťovou střešní konstrukcí. V jádru konstrukce je vytvořen komunikační prostor s průmyslovým výtahem a únikovým schodištěm.

Objekt bude využíván pro průmyslovou činnost, proto je v konstrukci umístěno 6 tlakových zásobníků pro technické plyny a podlahy jsou tvořeny ocelovými pororošty, toto řešení je vhodné i z hlediska seismického návrhu – stropy nebudou tvořit tuhá diafragmata.



Obr. 2.01 – Schéma konstrukce vícepodlažní budovy



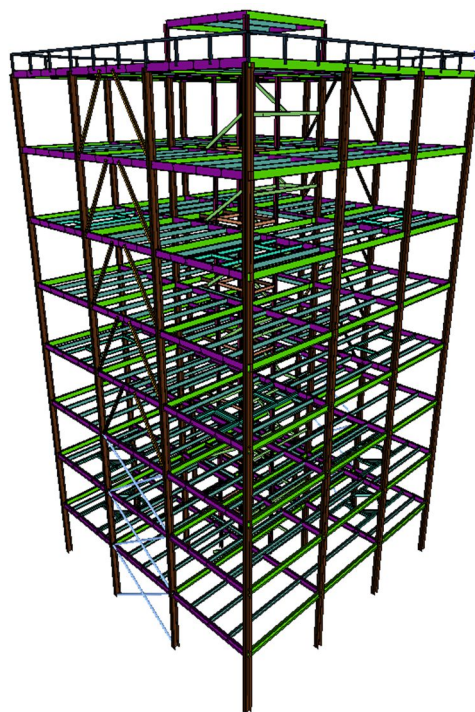
Obr 2.02 – Schéma půdorysného uspořádání stropních nosníků

Jednotlivá podlaží jsou uspořádána tak, aby uprostřed konstrukce byl vytvořen komunikační prostor s požárně chráněnou únikovou cestou a výtahovou šachtou, zbylé plochy podlaží jsou využity pro lehkou průmyslovou činnost. Mezi 1. a 2. nadzemním podlažím jsou umístěny dva výškové zásobníky stlačeného vzduchu, dále v 5. a 7. podlaží jsou osazeny čtyři ležaté zásobníky pro technické plyny, jednotlivé zásobníky jsou uloženy na nosnících vetknutých do nosného rámu.

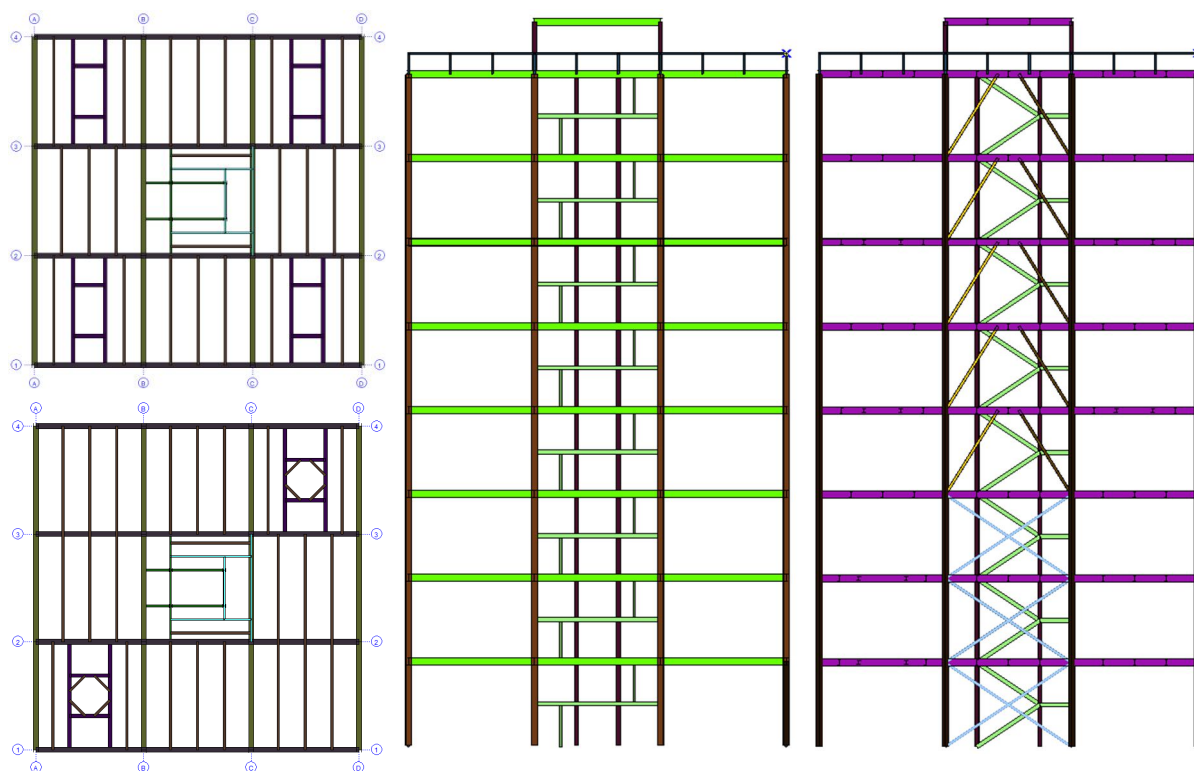
2.2 Dimenze prvků konstrukce

Průřezy jednotlivých prvků konstrukce byly předem odhadnuty a následně optimalizovány dle výsledků globální analýzy konstrukce. Optimalizace byla provedena softwarem Scia Engineer.

PRVEK	PRŮŘEZ
Sloupy	<i>HEB 320</i>
Průvlaky – směr X	<i>IPE 360</i>
Průvlaky – směr Y	<i>IPE 360</i>
Ztužení tvaru <i>X</i>	<i>RO 139,7/5</i>
Ztužení tvaru <i>K</i>	<i>HEA160</i>
Nosníky pod zásobníky	<i>HEB 200</i>
Stropnice	<i>IPE 270</i>
Sloupy – výtahová šachta	<i>HEB 200</i>
Stropnice – výtahová šachta	<i>IPE 220</i>
Schodnice	<i>QR 200/100/10</i>
Rám atika	<i>QR 100/100/5</i>



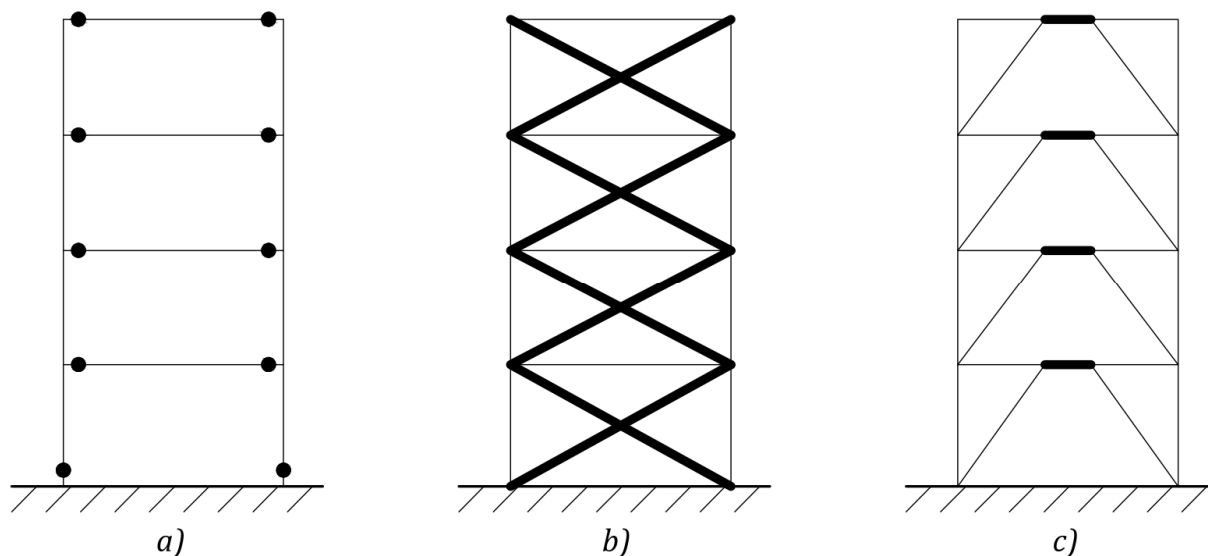
Obr. 2.03 – Isometrie modelu konstrukce



Obr. 2.04 – Model konstrukce

2.3 Koncepce navrhované stavby

Z hlediska seismického návrhu dle EC8 je zapotřebí konstrukci zařadit do jedné z návrhových koncepcí, která odpovídá chování konstrukce při seismickém zatížení. Mnou navrhovaný objekt je uvažován jako disipativní konstrukce se střední třídou duktility v obou hlavních směrech. Součinitel duktility je určen dle chování primárních nosných prvků konstrukce při seismickém zatížení, jednotlivé doporučené hodnoty jsou stanoveny v EC8.



Obr. 2.05 – Disipativní oblasti konstrukce dle EC8

Stanovení součinitele duktility:

a) Rámy odolávající momentům

- vodorovné síly zachyceny prvky namáhanými hlavně ohybem,
- disipativní zóny ve stycích nosníku se sloupem a poblíž patek rámu,
- součinitel duktility $q = 4$.

b) Rámy s centrickým ztužením

- vodorovné síly zachyceny především prvky namáhanými osovými silami,
- disipativní zóny v tažených diagonálách,
- součinitel duktility $q = 4$.

c) Rámy s excentrickým ztužením

- vodorovné síly zachyceny především prvky namáhanými osovými silami,
- disipativní zóny v seismických spojovacích člancích,
- součinitel duktility $q = 4$.

2.4 Posouzení bezpečnosti

Při posuzování mezních stavů je zapotřebí zohlednit i možnou degradaci pevnosti oceli vlivem cyklických deformací, pro běžné oceli je tento jev zohledněn součinitelem $\gamma_s = \gamma_m$.

Při posuzování konstrukce na kapacitu (disipace energie v předem určených oblastech) musí být uvažována i možnost, že skutečná mez kluzu je vyšší než jmenovitá mez kluzu, tato skutečnost je ošetřena navýšením pevnosti materiálu součinitelem γ_{ov} .

2.5 Materiály

2.5.1 Konstrukční ocel

Rozdělení materiálových vlastností po konstrukci musí být takové, aby se disipativní zóny vytvářely v místech, kde je předpokládá projekt. To znamená, že v disipativních zónách musí během zemětřesení dojít k překročení meze kluzu dříve, než ostatní zóny opustí pružný obor. Tento požadavek je splněn, pokud mez kluzu oceli disipativních zón a návrh konstrukce splňuje alespoň jednu z následujících podmínek:

- 1) Horní hodnota meze kluzu $f_{y, max}$ oceli disipativních zón splňuje následující vztah:

$$f_{y, max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y.$$

$$\text{Ocel S235:} \quad f_{y, max} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 235 = 323 \text{ MPa.}$$

$$\text{Ocel S355:} \quad f_{y, max} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 355 = 488 \text{ MPa.}$$

- 2) Návrh konstrukce je proveden na základě jednoho druhu oceli a jedné hodnoty jmenovité meze kluzu f_y pro oceli v disipativní i nedisipativní zóně. Horní hodnota $f_{y, max}$ je určena pro ocel disipativních zón. Jmenovitá hodnota f_y pro oceli nedisipativních zón a pro spoje převyšuje horní hodnotu meze kluzu $f_{y, max}$ platnou pro disipativní zóny.

Podmínka č. 2) vede k použití **oceli S235 pro disipativní zóny** (seismické spojovací články, plechy přípojí) a **oceli S355 pro nedisipativní zóny** (nosné prvky).

Ověření podmínek pro výše zmíněný návrh:

$$1) \quad f_{y, max} = 323 \text{ MPa} \leq 488 \text{ MPa}$$

$$2) \quad f_{y, max} = 323 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

2.5.2 Šrouby

Ve spojích primárních seismických prvků konstrukce musí být výhradně použito vysokopevnostních šroubů jakosti 8.8 nebo 10.9.

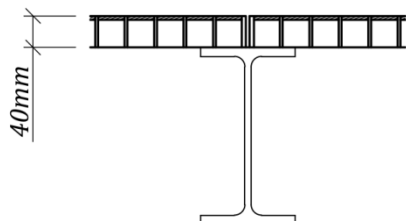
2.6 Zatížení

2.6.1 Zatížení stálá

- **ZS_1 – Vlastní tíha**

- zatížení od vlastní tíhy je zohledněno v globálním výpočtovém modelu softwaru SciaEngineer, kde jsou nadefinovány dimenze použitých prvků.

- **ZS_2 – Podlahy**

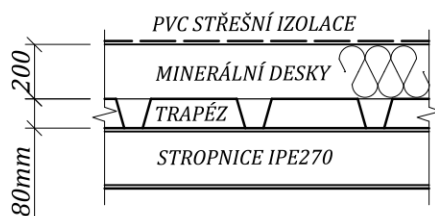


Obr. 2.06 – Schéma stropu

- použity odporově svařované podlahové pororošty;
- typ SP 540-34/38-5 s únosností 17,20 kN/m² při maximální světlé vzdálenosti podpor 1700 mm;
- navržen na max. průhyb 4 mm (dle oborových norem)
- plošná hmotnost cca 55 kg/m².

$$g_{1,k} \cong 0,55 \text{ kNm}^{-2}$$

- **ZS_3 – Střecha**



Obr. 2.07 – Schéma střechy

- střecha je tvořena plochým střešním pláštěm se sklonem 0,5 % směrem k jádru konstrukce;
- skladba střechy:

PVC hydroizolace	3 mm	1 kg/m ²
Minerální desky	200 mm	15 kg/m ²
Parotěsná fólie	1 mm	-
Trapézový plech	80 mm	6 kg/m ²

$$g_{1,k} = 0,22 \text{ kNm}^{-2}$$

- **ZS_4 – Příčky**

- kolem chráněné únikové cesty jsou zhotoveny protipožární příčky ze sádkkartonu, jedná se o oboustranně opláštěné příčky splňující EI60.

$$g_{1,k} = 1,2 \text{ kNm}^{-1}$$

- **ZS_5 – Obvodový plášť**

- konstrukce je opláštěna modulovými fasádními panely, které jsou uchyceny přes 4 závěsná oka přímo na nosný rám objektu;
- vlastnosti panelu:
 - rozměry 4 x 2 m;
 - hmotnost 500 kg → jeden závěs 125 kg.

$$g_{1,k} = 1,25 \text{ kN}$$

- **ZS_6 – Výtah**

- konstrukce je opatřena lehkým průmyslovým výtahem s pohonnou jednotkou umístěnou ve střešním vestavku;
- účinky od provozu výtahu jsou zjednodušeně uvažovány pouze statické, a to v kombinaci vyvolávající nejnepříznivější účinky na konstrukci;

- všechny detaily provedeny na výtahové šachtě musí být navrženy s ohledem na únavovou pevnost;

Svislá zatížení	Klec výtahu	600 kg	18 kN
	Osoby	800 kg	
	Motor	400 kg	
	Opláštění a vodiče	1,5 kN/m	
Vodorovné síly od nárazů	V podélném směru	2,5 kN	-
	V příčném směru	1,5 kN	-

- svislá zatížení jsou roznesena na konstrukci výtahové šachty v nejvyšším podlaží;
- vodorovná zatížení jsou aplikována v jednotlivých podlažích.

• ZS_7 – Schodiště

- stupně provedeny ve formě pororoštu v rámu z L-úhelníků, který je navařen přímo ke schodnici;

$$g_{1,k} = 0,35 \text{ kNm}^{-1}$$

- podesty provedeny z pororoštů SP 340-34/38-3 uložených na podestové nosníky.

$$g_{1,k} = 0,25 \text{ kNm}^{-2}$$

• ZS_8 – Tlakové zásobníky

- na konstrukci jsou osazeny typizované tlakové zásobníky technických plynů, zásobníky odpovídají bezpečnostním požadavkům pro použití v uzavřených objektech;
- zásobníky mezi 2. a 3. NP:
 - stojatý o objemu 10000 litrů;
 - hmotnost 2500 kg;
 - uložen na osm závěsů;

$$g_{1,k} = 3,125 \text{ kN}$$

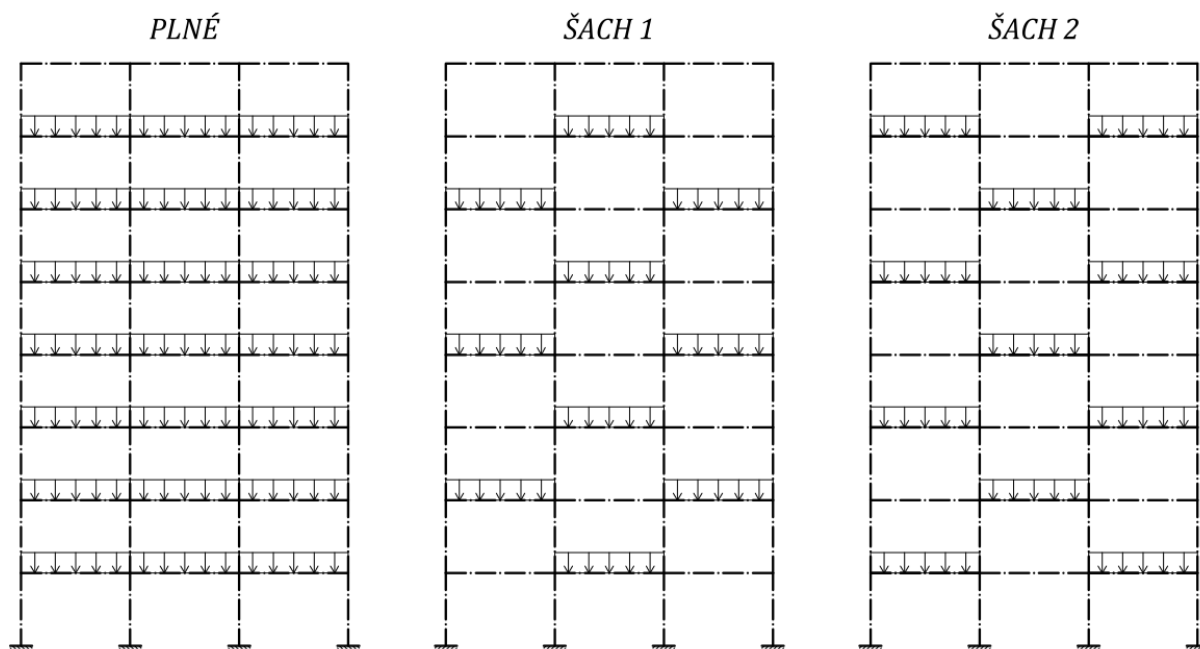
- zásobníky v 5. a 7. NP:
 - ležatý o objemu 5000 litrů;
 - hmotnost 1250 kg;
 - uložen na dvou příčných sedlech.

$$g_{1,k} = 3,60 \text{ kNm}^{-1}$$

2.6.2 Zatížení užitná

- užitná zatížení budou reprezentována plošným zatížením 5 kN/m^2 , představující zařízení objektu a provoz, a dále hmotností stlačeného plynu v zásobnících;
- pro plošná zatížení bude uvažováno více zatěžovacích stavů, které budou zohledňovat různé rozložení hmot a provozů na konstrukci a tím vyvolané nejnepríznivější účinky;
- hmotnost stlačeného plynu je zjednodušeně uvažována v plné hodnotě (plné zásobníky), ale zároveň je uvažováno více zatěžovacích stavů, které zohledňují možnou nesymetrii naplnění zásobníků na konstrukci.

- **ZS_9 – Užité plné**
 - zatížení 5 kN/m^2 umístěno na všechny plochy.
- **ZS_10 – Užité šach 1**
 - zatížení 5 kN/m^2 umístěno šachovitě tak, aby vyvolalo největší účinky v daných částech konstrukce.
- **ZS_11 – Užité šach 2**
 - zatížení 5 kN/m^2 umístěno šachovitě tak, aby vyvolalo největší účinky v daných částech konstrukce.



Obr. 2.08 – Rozložení užitných zatížení na konstrukci

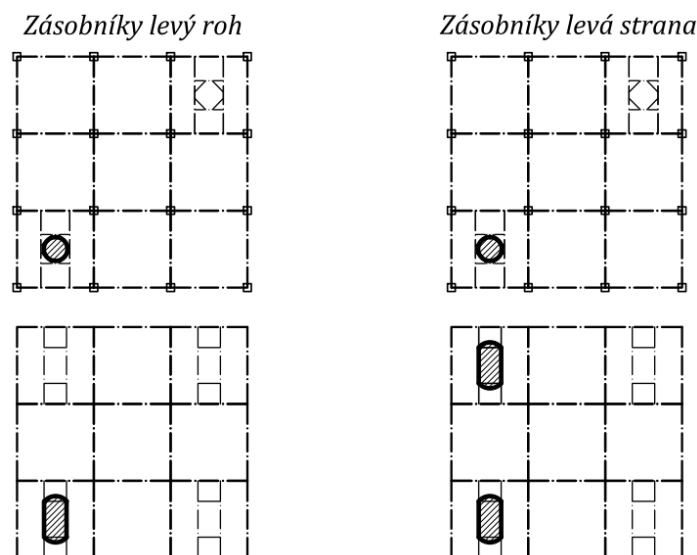
- **ZS_12 – Zásobníky plné**
 - všechny zásobníky jsou uvažovány jako naplněné;
 - zásobníky mezi 2. a 3. NP:
 - stlačený vzduch ($1,15 \text{ kg/l}$);
 - plný zásobník = $10\,000 \cdot 1,15 = 11\,500 \text{ kg}$;
 - rozneseno do osmi závěsů;

$$q_k = 14,75 \text{ kN}$$

- zásobníky v 5. a 7. NP:
 - stlačený argon ($1,396 \text{ kg/l}$);
 - plný zásobník = $5\,000 \cdot 1,396 = 6\,980 \text{ kg}$;
 - rozneseno na dvě příčná sedla.

$$q_k = 19,9 \text{ kNm}^{-1}$$

- **ZS_13 – Zásobníky levý roh**
 - plné zásobníky uvažovány pouze v levém rohu konstrukce.
- **ZS_14 – Zásobníky levá strana**
 - plné zásobníky uvažovány pouze na levé straně konstrukce.



Obr. 2.09 – Rozložení užitečného zatížení v zásobnících

- **ZS_15 – Zásobníky pravý roh**
- **ZS_16 – Zásobníky pravá strana**

2.6.3 Zatížení sněhem

Sněhová oblast:

I-A – Tolmezzo

Charakteristická hodnota zatížení sněhem:

$$s_k = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right]$$

$$s_k = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,62 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Kategorie terénu:

normální krajina

Součinitel okolního prostředí:

$$c_e = 1,0$$

Tvarový součinitel:

$$\mu_1 = 0,8 \quad \text{pro } \alpha = < 0^\circ; 30^\circ >$$

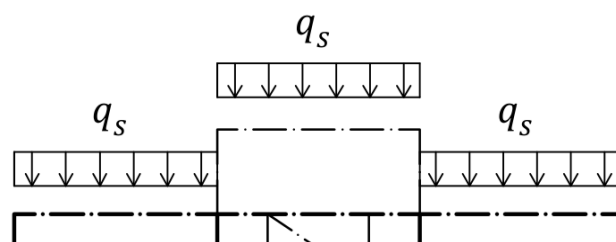
Tepelný součinitel:

$$c_t = 1,0$$

Zatížení sněhem:

$$s = q_s = \mu_1 \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,62 = 1,296 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$



Obr. 2.10 – Zatížení sněhem

2.6.4 Zatížení větrem

Větrná oblast:

II – Tolmezzo

Výchozí základní rychlost větru:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Kategorie terénu:

kategorie III

Parametr drsnosti terénu:

$$z_o = 0,3 \text{ m}$$

Výška oblasti na konstrukci:

$$z_b = 18 \text{ m}$$

$$z_h = 32,5 \text{ m}$$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_o}{z_{oII}} \right)^{0,07}$$

$$k_r = 0,19 \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_o)$$

$$c_{r(18)} = 0,215 \cdot \ln(18/0,3) = 0,880$$

$$c_{r(32,5)} = 0,215 \cdot \ln(32/0,3) = 1,011$$

Součinitel orografie:

$$c_{o(6,5)} = 1,0$$

Střední rychlost větru:

$$v_{m(z)} = c_{r(z)} \cdot c_{o(z)} \cdot v_b$$

$$v_{m(18)} = 0,661 \cdot 1,0 \cdot 25 = 22 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

$$v_{m(32,5)} = 1,011 \cdot 1,0 \cdot 25 = 25,275 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$$

Intenzita turbulence:

$$l_{v(z)} = \frac{k_1}{c_{o(z)} \cdot \ln(z/z_o)}$$

$$l_{v(18)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(18/0,3)} = 0,244$$

$$l_{v(32,5)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(32/0,3)} = 0,213$$

Hustota vzduchu:

$$\rho = 1,25 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

Maximální dynamický tlak:

$$q_{p(z)} = [1 + 7 \cdot l_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot V_{m(z)}^2$$

$$q_{p(18)} = [1 + 7 \cdot 0,325] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 16,525^2$$

$$q_{p(18)} = 0,819 \text{ kPa}$$

$$q_{p(32,5)} = [1 + 7 \cdot 0,213] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,27^2$$

$$q_{p(32,5)} = 0,995 \text{ kPa}$$

2.6.5 Seismické zatížení

2.6.5.1 Kombinace hmot pro výpočet setrvačných sil

Pro analýzu vlastního kmitání konstrukce je nutné vytvořit kombinaci hmot, které budou mít významný vliv na vlastní tvary zatížené konstrukce. Kombinace byla vytvořena dle předpisu:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

kde

φ je součinitel zohledňující využití konstrukce a vzájemnou závislost užitého zatížení

$\psi_{2,i}$ je součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení.

$\varphi = 1,0$... kategorie plochy E2 – průmyslová činnost

Tabulka hodnot součinitele $\psi_{2,i}$

Typ zatížení	$\psi_{2,i}$
Užitné – shromažďovací-skladovací plochy	0,8
Klimatické – sníh, vítr	0

Výsledná kombinace aplikovaná do softwaru SciaEngineer:

(„Stálé zatížení“: ZS_1 – ZS_8) · 1,0 + („Užitná zatížení“: ZS_9 – ZS_15) · 1,0 · 0,8

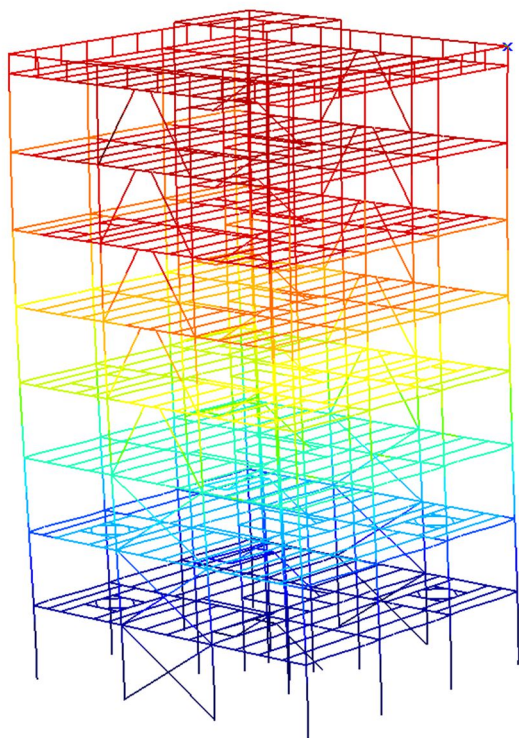
2.6.5.2 Modální analýza vlastních tvarů kmitu

Pomocí softwaru bylo vypočteno prvních 50 vlastních tvarů kmitu. V následující tabulce jsou uvedeny významné vlastní tvary, v nichž kmitá alespoň 5 % modální hmoty.

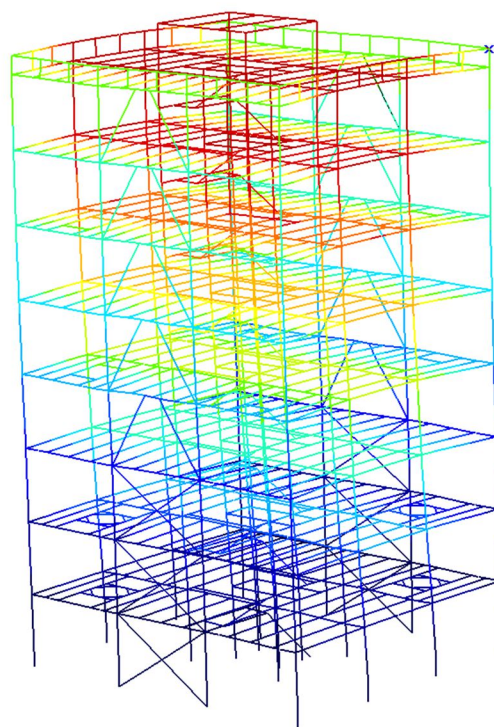
Vlastní tvar	Frekvence [Hz]	Perioda [s]	Modální kmitající hmota [%]		
			V ose x	V ose y	V ose z
1	0,405	2,467	0,0	80,8	0,0
2	0,537	1,862	79,1	0,0	0,0
5	1,093	0,915	8,1	0,0	0,0
6	1,173	0,853	0,1	4,3	0,0
7	1,222	0,818	0,2	4,9	0,0
12	1,345	0,733	2,5	0,0	0,0
13	1,430	0,699	0,2	0,0	0,0
Σ			92,8	90,3	0,0

Na konci tabulky můžeme vidět, že konstrukce splňuje požadavky na výpočet seismických účinků pomocí modálních spekter odezvy – kmitá přes 90 % modální hmoty, a zároveň nekmitá žádná hmota ve svislém směru, a proto není zapotřebí navrhovat spektrum odezvy ve směru osy z.

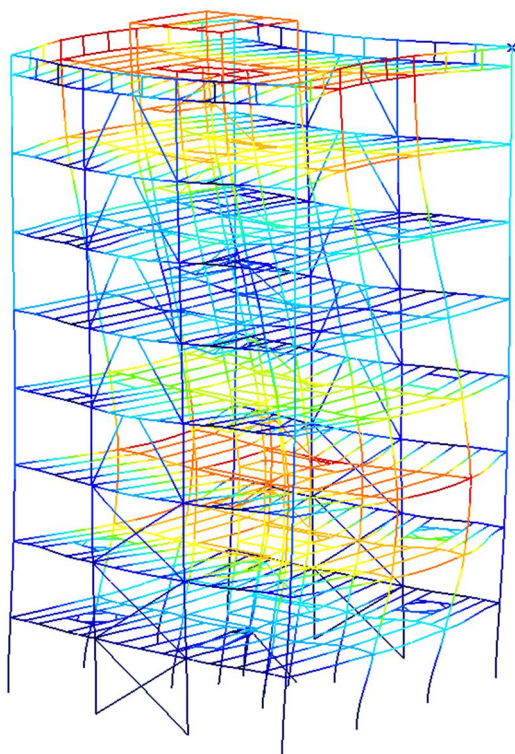
Na obrázcích níže můžeme vidět 4 rozhodující vlastní tvary kmitu, kde hmota kmitá vždy především v jednom z hlavních směrů a postupně se zvyšuje počet půlvln kmitu. Ostatní tvary kmitu byly značně ovlivněny krouživými účinky, proto v nich kmitá minimum hmoty.



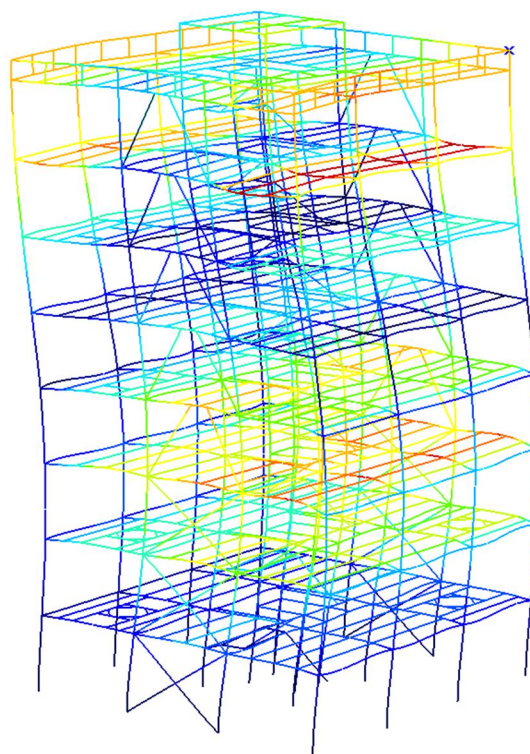
Obr. 2.12 – Tvar kmitu č. 1



Obr. 2.13 – Tvar kmitu č. 2



Obr. 2.14 – Tvar kmitu č. 5



Obr. 2.15 – Tvar kmitu č. 6

2.6.5.3 Spektrální analýza

Návrhové spektrum bylo vygenerováno automaticky na základě údajů o poloze, tvaru a typu konstrukce, které rozhodují o tvaru spektra. Bylo vytvořeno jediné vodorovné spektrum, jelikož duktilita je stejná pro rámy odolávající momentům i rámy se ztužením.

Součinitel významu: třída významu II – běžné pozemní stavby

$$\gamma_1 = 1,0$$

Návrhové zrychlení: oblast Tolmezzo → kategorie 8

$$a_{gr} = 0,35g = 3,43 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$a = \gamma_1 \cdot a_{gr} = 1,0 \cdot 3,43 = 3,43 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

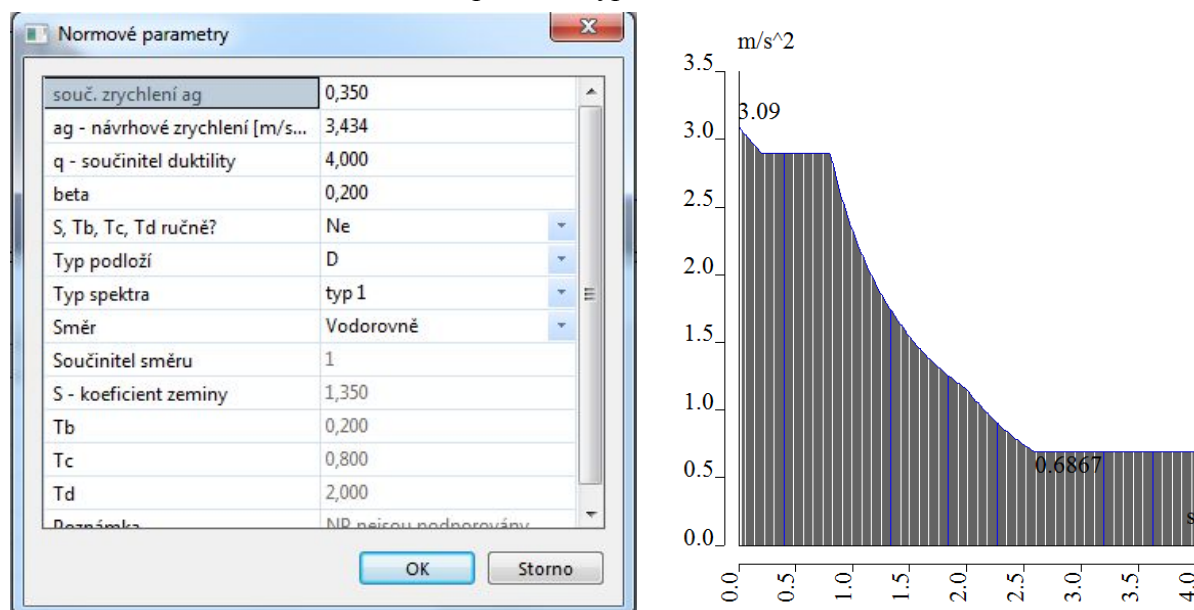
Součinitel duktility: střední duktilita

ocelové rámy odolávající momentům, ocelové rámy
s kombinací centrického a excentrického ztužení

$$q = 4$$

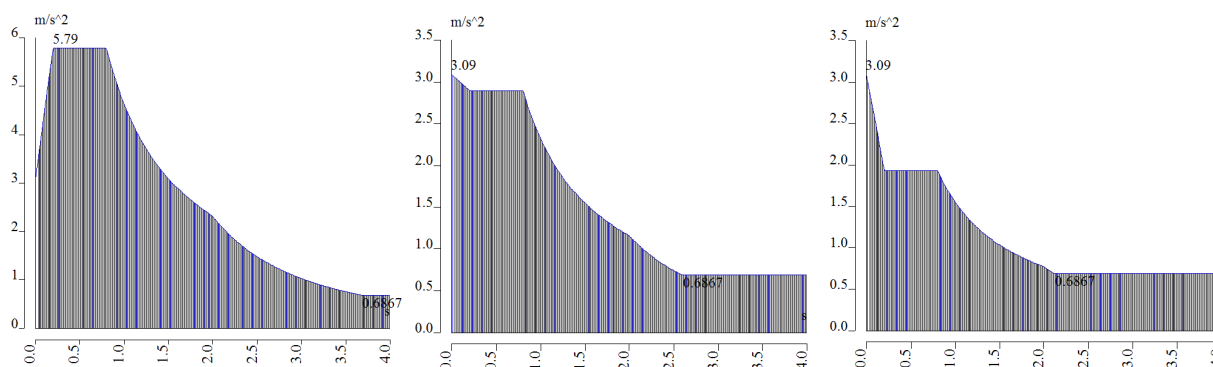
Parametry podloží: typ podloží D – sediment z kypré nesoudržné zeminy

spektrum typu 1



Obr. 2.16 – Vstupní dialog a tvar vygenerovaného spektra softwarem Scia Engineer

Pozn. č. 1: Tvar návrhového spektra je závislý především na tuhosti (duktilitě) konstrukce a jeho tvar se mění především v levé a střední části, kde s rostoucí tuhostí konstrukce stoupá, což znamená, že se zvyšují seismické účinky na konstrukci. V obrázku níže jsou zobrazeny 3 spektra pro stejné základové a seismické podmínky, mění se pouze duktilita konstrukce. Příklady jsou uvedeny pro duktilitu o hodnotách 2, 4 a 6, neboli nízká, střední a vysoká duktilita.



Obr. 2.17 – Srovnání návrhového spektra pro různou duktilitu konstrukce

Kombinace seismických účinků

Vzhledem k tomu, že frekvence významných vlastních tvarů kmitu konstrukce jsou od sebe vzdáleny o více než 10 %, bylo by možné počítat kombinaci odezev kmitání metodou SRSS, ale díky možnostem softwarového vybavení použitého k výpočtu bude použita **metoda CQC** (metoda kompletní kombinace), která je obecně přesnější metodou zahrnující i úroveň tlumení konstrukce, která bude dle zvyklostí stanovena na 5 %.

Způsob kombinace složek zatížení v jednotlivých směrech byl zvolen na základě prostudované odborné literatury, kde ve většině případů autoři volili konzervativnější metodu **kombinace s rozdělením na 30 %**, kterou jsem tedy také zvolil.

Jméno	ZS22
Popis	Seismic X
Typ působení	Proměnné
Skupina zatížení	Seismické
Typ zatížení	Dynamické
Specifikace	Seismické
Parametry	
Směr X	
Směr X	<input checked="" type="checkbox"/>
Spectrum odezvy X	FS2
Součinitel X	1
Směr Y	
Směr Z	
Součinitel zrychlení	1
Překlopení [m]	0,000
Ekvivalentní příčné s...	
Náhodná excentricita	
Modální superpozice	
Typ superpozice	CQC
Spektrum tlumení	CQC1

Jméno	Sesmic X
Popis	
Typ	Obálka - ...
Nelineární kombinace	Žádná kc
Obsah kombinace	
ZS1 - Vlastní tíha [-]	1,00
ZS2 - Podlahy [-]	1,00
ZS3 - Střecha [-]	1,00
ZS4 - Příčky [-]	1,00
ZS5 - Obvodový plášť [-]	1,00
ZS6 - Výtah [-]	1,00
ZS7 - Schodiště [-]	1,00
ZS8 - Zásobníky [-]	1,00
ZS9 - Užitné plně [-]	0,80
ZS12 - Zásobníky plně [-]	0,80
ZS22 - Seismic X [-]	1,00
ZS23 - Seismic Y [-]	0,30

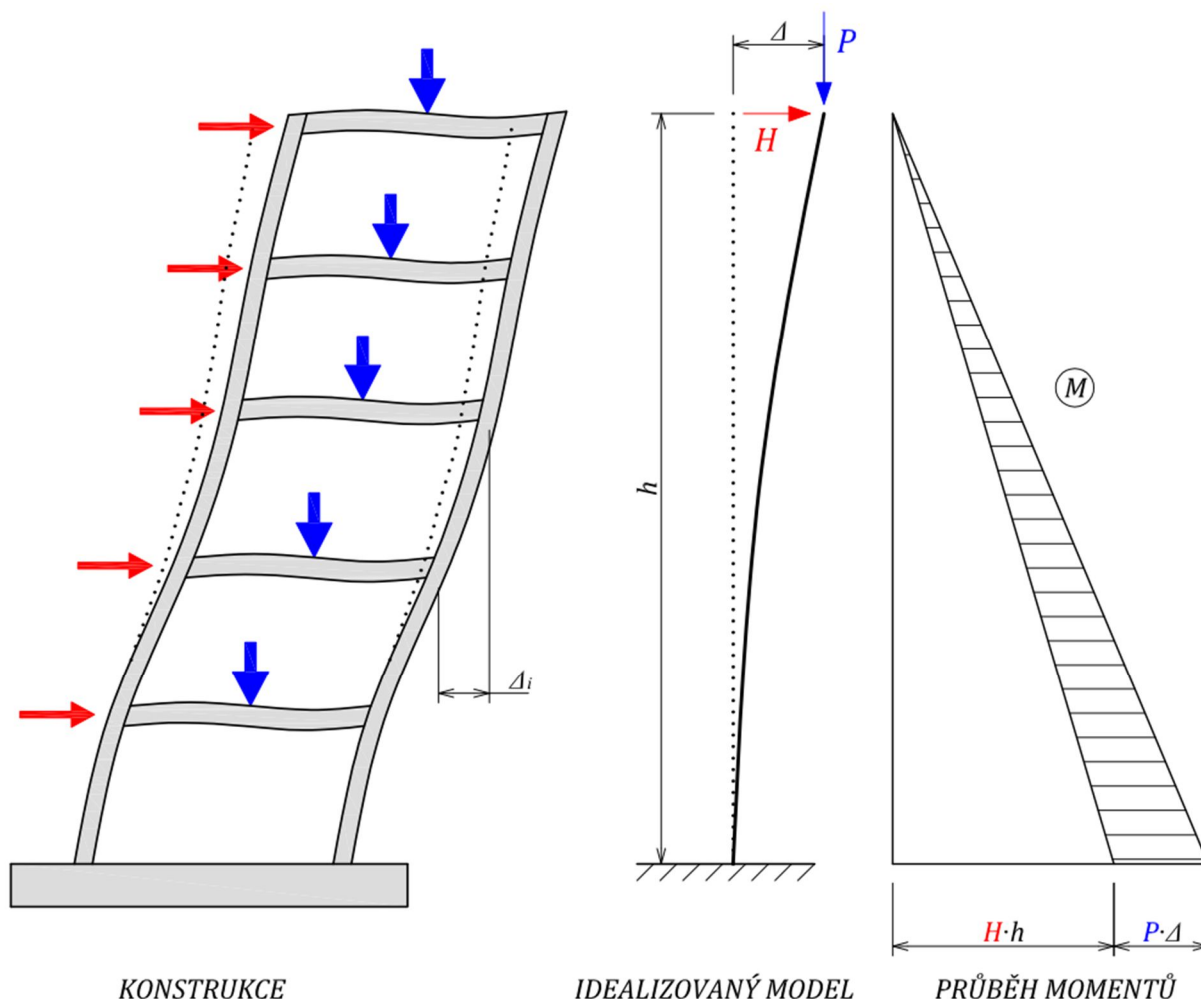
Obr. 2.18 – Dialogy volby kombinačních metod v softwaru Scia Engineer

Automaticky byly vygenerovány dva obálkové zatěžovací stavy seismického zatížení.

- **ZS_22 – Seismické zatížení X**
- **ZS_23 – Seismické zatížení Y**

2.6.6 $P - \Delta$ efekt

U štíhlých vícepodlažních objektů, které jsou příčně zatíženy například větrem nebo účinky zemětřesení, dochází ke značným vodorovným deformacím především v horních patrech budov. Na takto deformovanou konstrukci stále působí účinky svislého zatížení, které vodorovnou výchylku konstrukce dále zvětšují, tento děj se nazývá **$P - \Delta$ efekt**, jinak také označovaný jako účinky druhého řádu nebo vliv geometrické nelinearity.



Obr 2.19 – $P - \Delta$ efekt

Účinky tohoto efektu jsou na konstrukci zohledněny pomocí globálních imperfekcí konstrukce ve formě náklonu konstrukce. Forma a velikost tohoto náklonu je definována v EC3 [8].

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{34,2} = 0,34 \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 2/3$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot [1 + (1/m)]} = \sqrt{0,5 \cdot [1 + (1/4)]} = 0,791$$

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 1/200 \cdot 2/3 \cdot 0,791 = 2,64 \text{ mm} \cdot \text{m}^{-1}$$

Jelikož zatížení větrem i seismicitou působí na konstrukci v obou vodorovných směrech, tak i náklon byl aplikován v obou směrech a do zatěžovacích kombinací bude uvažován takovým způsobem, aby vždy působil ve stejném směru jako vodorovné zatížení.

Imperfekce prutu	Žádná
Celková imperfekce	Jednoduchý náklon
dx [mm/m]	2,6
dy [mm/m]	0,0
Imperfekce prutu	Žádná
Celková imperfekce	Jednoduchý náklon
dx [mm/m]	0,0
dy [mm/m]	2,6

Obr. 2.20 – Dialog pro zadání globálních imperfekcí v softwaru Scia Engineer

- **ZS_24 – Imperfekce ve směru osy x**
- **ZS_25 – Imperfekce ve směru osy y**

2.7 Kombinace zatížení

2.7.1 MSÚ – kombinace pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci

Pro mezní stavy únosnosti byly vytvořeny kombinace dle běžně používaných normových rovnic 6.10a a 6.10b.

$$6.10a: \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b: \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Nejprve byly kombinační klíče sestaveny automaticky softwarem, poté byly vybrány a ručně ověřeny pouze kombinace vyvolávající nejnepríznivější účinky na jednotlivých prvcích konstrukce.

2.7.2 MSÚ – kombinace zatížení pro seismickou návrhovou situaci

Pro seismickou návrhovou situaci byly vytvořeny kombinace dle normové rovnice 6.12b.

$$6.12b: \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Vzhledem ke koeficientům (viz. 2.7.4) použitým v kombinačním klíči bylo možné vytvořit pouze jednu kombinaci pro každý vodorovný směr.

2.7.3 MSP – charakteristické kombinace zatížení

V mezním stavu použitelnosti bude ověřován vodorovný posun ve vrcholu budovy a vodorovný posun v jednotlivých podlažích od zatížení větrem. Dále budou posuzovány lokální průhyby jednotlivých nosníků (stropnice, průvlaky, sloupy), tyto průhyby budou posuzovány na charakteristickou kombinaci proměnných zatížení dle následujícího vzorce:

$$Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2.7.4 Přehled zatěžovacích stavů a kombinačních součinitelů

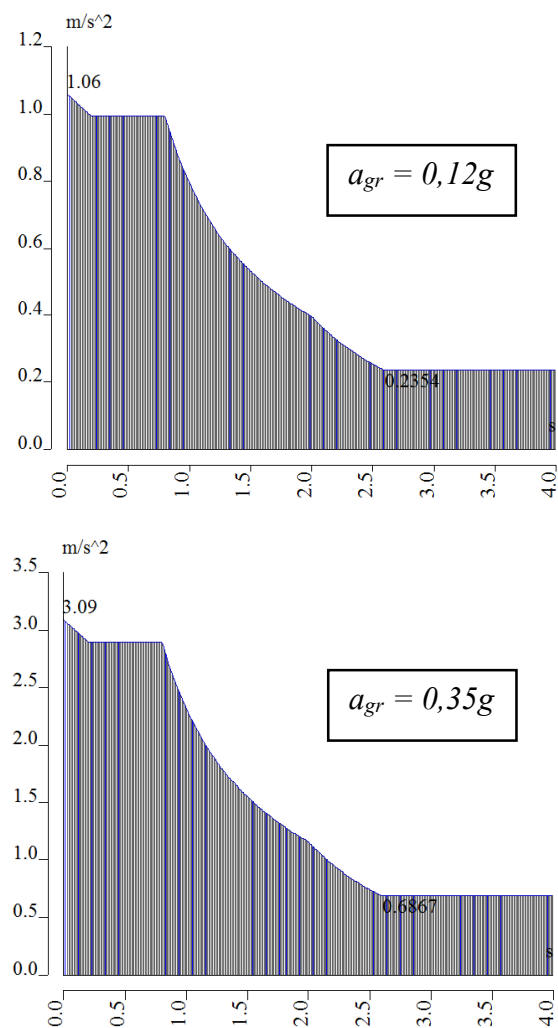
Ozn.	Název	Kombinační součinitele					Skupina zatížení
		γ_i	ξ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
ZS_1	Vlastní tíha	1,35	0,85	-			Stálé
ZS_2	Podlahy						
ZS_3	Střecha						
ZS_4	Příčky						
ZS_5	Obvodový plášť						
ZS_6	Výtah						
ZS_7	Schodiště						
ZS_8	Tlakové zásobníky						
ZS_9	Užitné plné	1,5	-	1,0	0,9	0,8	Užitné
ZS_10	Užitné šach 1						
ZS_11	Užitné šach 2						
ZS_12	Zásobníky plné						
ZS_13	Zásobníky levý roh						
ZS_14	Zásobníky levá strana						
ZS_15	Zásobníky pravý roh						
ZS_16	Zásobníky pravá strana						
ZS_17	Sníh			0,5	0,2	0,0	Sníh
ZS_18	Vítr ve směru osy x – tlak na střeše			0,6	0,2	0,0	Vítr
ZS_19	Vítr ve směru osy x – sání na střeše						
ZS_20	Vítr ve směru osy y – tlak na střeše						
ZS_21	Vítr ve směru osy y – sání na střeše						
ZS_22	Seismické zatížení X	-					Seismické
ZS_23	Seismické zatížení Y						
ZS_24	Imperfekce ve směru osy x	-					Imperfekce
ZS_25	Imperfekce ve směru osy y						

2.7.5 Kombinační klíč

Ozn.	CO_01	CO_02	CO_03	CO_04	CO_05	CO_06	CO_07	CO_08	CO_09	CO_10	CO_11	CO_12	CO_13	CO_14	Seismic X	Seismic Y
ZS_1	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_2	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_3	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_4	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_5	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_6	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_7	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_8	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
ZS_9	1,50	1,50	1,50	1,50				1,05	1,05	1,05		1,05	1,05	1,05	0,80	0,80
ZS_10											1,05					
ZS_11							1,05									
ZS_12		1,50	1,50			1,05									0,80	0,80
ZS_13																
ZS_14				1,50					1,05			1,05	1,05			
ZS_15										1,05	1,05			1,05		
ZS_16								1,05								
ZS_17	0,75	0,75	0,75	0,75		0,75	0,75					0,75	0,75	0,75		
ZS_18	0,90	0,90	0,90	0,90								1,50				
ZS_19					1,50								1,50			
ZS_20						1,50								1,50		
ZS_21							1,50	1,50	1,50	1,50	1,50					
ZS_22															1,00	0,30
ZS_23															0,30	1,00
ZS_24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00							1,00	1,00		1,00	
ZS_25						1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00		1,00

Pozn. č. 2: Konstrukce je umístěna do Italského města Tolmezzo, a to z důvodu dostatečně vysokého špičkového seismického zrychlení podloží ($a_{gr} = 0,35g$) v této oblasti. Pokud by konstrukce byla umístěna na území ČR ($\max a_{gr} = 0,12g$), účinky bočního větru by výrazně překračovaly účinky seismického zatížení. Rozmístění seismických oblastí s doporučenými hodnotami zrychlení jsou uvedeny v národní příloze EC8. Na obrázku níže jsou znázorněna návrhová spektra pro různou intenzitu zrychlení podloží ve městech Tolmezzo a Karviná. Dále jsou v tabulce níže srovnány maximální vnitřní síly od daných návrhových situací, které odpovídají podmínkám v obou městech.

Složka sil	Kombinace MSÚ	Seismická kombinace $a_{gr} = 0,12g$	Seismická kombinace $a_{gr} = 0,35g$
N	-2093,88	-1222,82	-2171,84
	420,62	50,62	494,95
Vy	-53,09	-25,10	-78,22
	53,29	25,90	81,91
Vz	-159,39	-94,22	-243,15
	158,72	87,74	241,02
Mx	-0,61	-0,24	-3,93
	0,58	0,23	4,84
My	-206,68	-101,6	-185,92
	197,65	68,47	298,33
Mz	-90,16	-21,42	-118,5
	89,75	23,80	123,82



Obr. 2.21 – Návrhové seismická spektrum

2.8 Požadavky pro posouzení prvků konstrukce na MSÚ

2.8.1 Všeobecné podmínky pro mezní stav únosnosti

Všechny prvky konstrukce (nosné i nenosné části) musí být posouzeny na návrhovou seismickou situaci, vzhledem k tomu, že kolaps nenosného prvku by mohl ohrozit osoby nebo ovlivnit únosnost nosných prvků, a to jak z pohledu navýšení účinků na nosný prvek, tak i z pohledu možného mechanického porušení nosných částí. Z tohoto důvodu byla konstrukce modelována i se všemi podružnými ocelovými prvky, které byly následně posouzeny na únosnost.

Posouzení konstrukce na mezní stav únosnosti při návrhovém seismickém zatížení zahrnuje podmínky týkající se odolnosti, duktility, rovnováhy, stability základů a seismických styků. V této práci budou řešeny pouze následující podmínky týkající se ocelové konstrukce.

1) Podmínka odolnosti

- tuto podmínku musí splňovat všechny části konstrukce, včetně spojů;
- je dána vztahem:

$$E_d \leq R_d$$

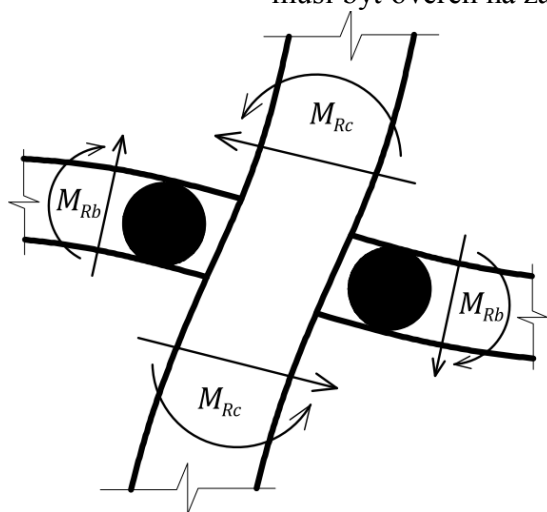
kde je

E_d návrhová hodnota účinku seismického zatížení při návrhové seismické situaci včetně účinků 2. řádu ($P - \Delta$ efekt);

R_d návrhová odolnost prvku, která je dána pravidly pro použitý materiál a je specifikována příslušnými Eurokódy a případnými dodatky v EC8.

2) Podmínka celkové a lokální duktility

- musí být ověřeno, zda prvky konstrukce i celá konstrukce má přiměřenou duktilitu, kterou projekt předpokládal při návrhu;
- musí být splněny specifické požadavky na materiál (viz 2.5),
- u vícepodlažních budov s rámovým působením musí být zabráněno vytvoření plastického mechanismu v měkkém podlaží, tento požadavek musí být ověřen na základě následujícího obrázku a vztahu:



$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}$$

kde je

ΣM_{Rc}

součet ohybové pevnosti sloupů, vytvářející styk;

ΣM_{Rb}

součet plastických momentů na konci nosníků (průvlaků) připojených do sloupu.

Obr. 2.22 – Podmínka odolnosti sloupů

2.8.2 Podmínky pro ocelové pozemní stavby

Navrhování seismicky odolných částí konstrukcí musí splňovat podmínky EC3, ale zároveň i zvláštní požadavky EC8, zohledňující duktilitu konstrukce.

2.8.2.1 Kritéria navrhování disipativní konstrukce

Konstrukce s disipativními zónami musí být navrženy tak, aby plastické přetvoření nebo lokální boulení v těchto zónách neovlivňovalo celkovou stabilitu konstrukce. Disipativní zóny mohou být umístěny v nosných prvcích nebo ve spojích. Jelikož v mnou navržené konstrukci jsou předpokládány oba případy, jednotlivé nosné prvky musí být navrženy s ohledem na následující předpoklady:

- a) Disipativní zóny v nosných prvcích
 - nedisipativní části a spoje disipativních částí se zbytkem konstrukce musí být dostatečně odolné proti přetížení, umožňující vytvoření cyklické plastifikace v disipativních částech;
- b) Disipativní zóny ve spojích
 - připojené členy musí mít dostatečnou rezervu únosnosti, umožňující vytvoření cyklické plastifikace ve spojích.

Návrh tlačných a ohýbaných disipativních prvků by měl odpovídat třídě a velikosti součinitele duktility. Pro střední třídu duktility a součinitel duktility $q = 4$ musí být navrženy prvky s třídou průřezu 1 nebo 2.

2.8.2.2 Kritéria navrhování pro rámy odolávající momentům

Rámy odolávající momentům jsou navrženy tak, aby plastické klouby vznikaly na koncích nosníků (průvlaků) a poblíž patek rámu, ale zároveň musí být splněna podmínka odolnosti sloupů (viz 2.8.1). Návrhu disipativních zón se bude věnovat jedna z následujících kapitol tohoto dokumentu (viz 3.4).

Návrh nosníků (průvlaků)

Nosníky musí být posouzeny na dostatečnou odolnost proti ztrátě stability klopením a kroucením za předpokladu, že na jednom konci nosníku je plastický kloub. Plastické klouby v nosnících mají být ověřeny tak, aby se plně plastický moment odolnosti a schopnosti pootočení nezmenšili účinkem stlačení a smykových sil, proto musí být ověřeny následující podmínky:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \qquad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \qquad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

kde je

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

M_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed} návrhové hodnoty vnitřních sil,

$M_{pl,Rd}, N_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}$ návrhové hodnoty odolnosti dle EC 3,

$V_{Ed,G}, V_{Ed,M}$ návrhová hodnota smykové síly od působení plastických momentů s opačnými znaménky v koncových průřezích nosníků.

Návrh sloupů

Sloupy musí být ověřeny na nejnepríznivější kombinaci osově síly a ohybových momentů. Vnitřní návrhové síly jsou počítány dle následujících doporučení:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \dots \text{pro } V_{Ed} \text{ a } M_{Ed} \text{ je vzorec totožný}$$

kde je

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ vnitřní síly ve sloupu od neseismického zatížení;

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ vnitřní síly od návrhového seismického zatížení;

γ_{ov} součinitel navýšení pevnosti (viz 2.4)

Ω minimální hodnota $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ všech nosníků, v nichž jsou disipativní zóny.

Ve sloupech kde je uvažován vznik plastického kloubu v oblasti kotvení, má být při posudku uvažováno, že v těchto kloubech působí moment o velikost $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$.

Smyková únosnost sloupů musí splňovat podmínku:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5.$$

2.8.2.3 Kritéria pro navrhování rámu s centrickým ztužením

U rámu se ztužením bez excentricit je předpoklad, že v tažených diagonálách dojde k překročení meze kluzu dříve, než se poruší spoje a než dojde k vybočení nebo k plastické deformaci sloupů a nosníků. Ztužení musí být umístěno a navrženo tak, aby konstrukce vykazovala stejná přetvoření v jednotlivých patrech. Tohoto požadavku je dosaženo, je-li v každém podlaží splněna následující podmínka:

$$|A^+ - A^-| / (A^+ + A^-) \leq 0,05$$

kde A^+ a A^- jsou plochy vodorovných průmětů příčných řezů tažených diagonál při působení seismického zatížení v kladném a záporném směru.

U mnou navrhované konstrukce je tato podmínka automaticky splněna, jelikož všechny pruty ztužení jsou stejného průřezu a pod stejným sklonem.

Návrh diagonál

V pružném výpočtu konstrukce musí být pruty diagonál uvažovány jako prvky působící pouze v tahu, tohoto požadavku je dosaženo užitím výpočtového modelu bez tlačných diagonál. Průřezy diagonál musí být navrženy tak, aby splňovaly požadavky na poměrnou štíhlost $\bar{\lambda}$, která musí být v mezích $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$ a zároveň využití jednotlivých diagonál se nemá lišit o více než 25 %, aby bylo dodrženo rovnoměrné disipativní chování konstrukce. Jelikož diagonály jsou navrženy jako prvek, v němž by mělo dojít k plastickému přetvoření, jsou diagonály navrhovány na seismickou návrhovou situaci bez součinitelů navýšení odolnosti dle následující rovnice:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$$

kde je

$N_{pl,Rd}$ plastická návrhová odolnost v osovém tahu.

Návrh nosníků a sloupů

Nosníky a osově zatížené prvky mají splňovat následující požadavek únosnosti:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

kde je

- $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ návrhová únosnost při vybočení nosníku nebo sloupu, kdy je vzata v úvahu interakce únosnosti při vybočení s ohybovým návrhovým momentem M_{Ed} ,
 Ω minimální hodnota $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ ze všech diagonál, která se nemá lišit od maximální hodnoty o více než 25 %.

2.8.2.4 Kritéria pro navrhování rámu s excentrickým ztužením

Rámy s excentrickým ztužením jsou navrženy tak, aby ve vybraných nosných prvcích vznikaly takzvané spojovací články, které jsou schopny rozptylovat energii vytvořením plastického ohybového nebo smykového mechanismu. Ve spojovacích člancích musí dojít k překročení meze kluzu dříve než v kterémkoliv jiném nosném prvku. Zásadním úkolem u těchto typů konstrukcí je právě tedy návrh spojovacích článků, tomuto problému bude věnována jedna z následujících kapitol tohoto dokumentu (viz 3.1.1.4).

Návrh prvků bez seismických spojovacích článků

Prvky bez seismických spojovacích článků (sloupy, diagonály) jsou posuzovány na nejnepríznivější kombinaci osově síly a ohybových momentů:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

kde je

- $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ návrhová osová odolnost prvku v interakci s ohybovým momentem a posouvající silou, uvažované v seismické návrhové situaci;

Ω součinitel, který je menší z následujících hodnot:

minimální hodnota $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{p,link,i}/V_{Ed,i}$ ze všech krátkých spojovacích článků;

minimální hodnota $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$ ze všech středních a dlouhých spoj. článků;

kde jsou

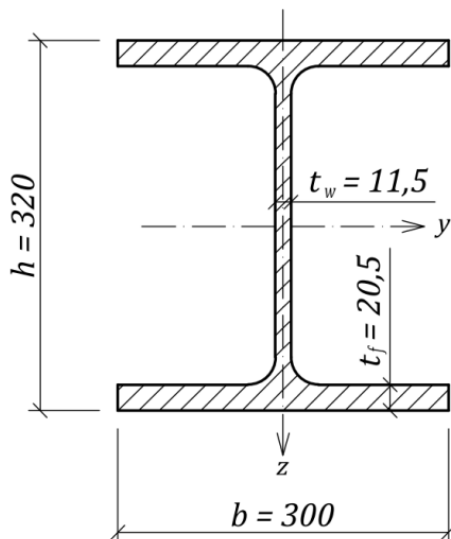
- $V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ smykové a ohybové hodnoty plastické odolnosti i -tého spojovacího článku.

2.9 Posudek jednotlivých prvků

Jednotlivé prvky budou posouzeny pouze na rozhodující způsob namáhání a také na zvláštní požadavky vyplývající z podmínek EC8. Účelem této práce není detailní posudek prvků se všemi způsoby namáhání.

2.9.1 Sloup - HEB320

Posudek bude proveden s ohledem na použití všech 3 konstrukčních systémů.



Průřezové charakteristiky:

A	$=$	16100	mm^2
A_v	$=$	12743	mm^2
I_y	$=$	$3,08 \cdot 10^8$	mm^4
I_z	$=$	$9,24 \cdot 10^7$	mm^4
I_w	$=$	$2,07 \cdot 10^{12}$	mm^6
I_t	$=$	$2,25 \cdot 10^6$	mm^4
$W_{pl,y}$	$=$	$2,15 \cdot 10^6$	mm^3
$W_{pl,z}$	$=$	$9,39 \cdot 10^5$	mm^3
i_y	$=$	138	mm
i_z	$=$	76	mm

Návrhová kombinace vnitřních sil:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \dots \text{ pro } V_{Ed} \text{ a } M_{Ed} \text{ je vzorec totožný}$$

Tabulka pro výpočet součinitele Ω

Patro	$M_{pl,Rd}/M_{Ed}$	Ω	$N_{pl,Rd}/N_{Ed}$	Ω	$1,5 \cdot M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$	Ω
7.	$297,57 / 95,00 =$	3,13	-	-	$1,5 \cdot 38,25 / 29,54 =$	1,94
6.	$297,57 / 137,34 =$	2,17	-	-	$1,5 \cdot 109,12 / 94,09 =$	1,74
5.	$297,57 / 168,68 =$	1,77	-	-	$1,5 \cdot 137,72 / 124,46 =$	1,66
4.	$297,57 / 188,13 =$	1,58	-	-	$1,5 \cdot 176,21 / 169,38 =$	1,56
3.	$297,57 / 206,53 =$	1,44	$752,60 / 450,03 =$	1,67	-	-
2.	$297,57 / 219,96 =$	1,35	$752,60 / 494,95 =$	1,52	-	-
1.	$297,57 / 198,92 =$	1,50	$752,60 / 477,24 =$	1,58	-	-

$$N_{Ed} = 1215,52 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,35 \cdot 3,14 = \mathbf{1221,35 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} = 2,63 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,35 \cdot 101,18 = \mathbf{190,45 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed,y} = 4,66 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,35 \cdot 293,67 = \mathbf{549,78 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed,z} = 6,2 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,35 \cdot 13,4 = \mathbf{29,53 \text{ kNm}}$$

Vzhledem k tomu, že je uvažován plastický kloub v oblasti kotvení:

$$M_{Ed} = M_{pl,Rd} = \mathbf{369,38 \text{ kNm}}.$$

Materiál: Ocel S355JR

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Vzpěrné délky:

Vzhledem k použití geometricky nelineární analýzy konstrukce pouze s globální deformací (GNA), je možné konzervativně uvažovat vzpěrné délky rovny systémovým délkám.

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 4000 \text{ mm}$$

Klasifikace průřezu:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 300/2 - 11,5/2 - 27 = 117,25 \text{ mm}$$

$$d = h - 2t_f - 2r = 320 - 2 \cdot 20,5 - 2 \cdot 27 = 225 \text{ mm}$$

$$z = \frac{N_{Ed}}{\frac{t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{1221,30 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 355} = 299,15 \text{ mm} \rightarrow \text{stojina tlačená}$$

Stojina:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,56 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117,25}{20,5} = 5,72 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Posouzení pevnosti průřezu

Posouzení na smyk dle EC8

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{12743 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2611,80 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{190,45}{2611,80} < 0,5 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Ohyb kolmo na osu y

$$M_{c,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,15 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 762,25 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{369,38}{762,25} = 0,48 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Ohyb kolmo na osu z

$$M_{c,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} = \frac{W_{Pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,34 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 331,57 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,z,Rd}} = \frac{29,53}{331,57} = 0,09 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Sloup z hlediska pevnosti **VYHOVUJE**.

Posouzení stability prvku**Posouzení na vzpěr**

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{355 \cdot 10^6}} = 76,41$$

Kolmo na osu y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{4,000}{0,138} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,379 \qquad \lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{4,000}{0,138} = 28,9 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 < 1,2 \qquad t_f = 20,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{křivka } b \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,379 - 0,2) + 0,379^2] = 0,602$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,602 + \sqrt{0,602^2 - 0,379^2}} = 0,935$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,935 \cdot 16100 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 5343,99 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{1221,35}{5343,99} = 0,23 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Kolmo na osu z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{4,000}{0,076} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,688 \qquad \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{4,000}{0,076} = 53 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 < 1,2 \qquad t_f = 20,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{křivka } c \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,688 - 0,2) + 0,688^2] = 0,856$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{-2}}} = \frac{1}{0,856 + \sqrt{0,856^2 - 0,688^2}} = 0,732$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,732 \cdot 16100 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 4183,75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{1221,35}{4183,75} = 0,29 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Klopení

Součinitele vzpěrné délky: $k_y = k_z = k_\omega = 1,0$

$z_j = 0 \quad \dots \quad$ dvouose symetrický průřez

- součinitel působíště zatížení vzhledem ke středu smyku:

$z_g = 0 \quad \dots \quad$ zatíženo koncovými momenty

- bezrozměrný parametr kroucení:

$$\kappa_{\omega t} = \frac{\pi}{k_\omega \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_t}} = \frac{\pi}{1,0 \cdot 4,0} \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 2,07 \cdot 10^{-6}}{81 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-6}}} = 1,21$$

- bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu:

$$\zeta_j = \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

- bezrozměrný parametr působíště zatížení:

$$\zeta_g = \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

$$\kappa_{\omega t} = 1,21 \leq C_{1,1} = 1,85 \quad \rightarrow \quad C_1 = C_{1,0} + (C_{1,1} - C_{1,0}) = 1,77 + (1,85 - 1,77) = 1,85$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 1,00$$

- bezrozměrný kritický moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \left[\sqrt{1 + k_{\omega t}^2 + (C_1 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) \right]$$

$$\mu_{cr} = \frac{1,85}{1,0} \cdot \left[\sqrt{1 + 1,21^2 + (0)^2} - (0) \right] = 2,90$$

- kritický moment:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{l}$$

$$M_{cr} = 2,90 \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{210 \cdot 10^9 \cdot 9,24 \cdot 10^{-5} \cdot 81 \cdot 10^9 \cdot 2,25 \cdot 10^{-6}}}{4,0} = 4289,19 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Pl,y} \cdot f_Y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{4289,19}} = 0,42$$

– válcovaný I – průřez: $\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 < 2 \rightarrow$ křivka klopení $a \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,42 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,42^2] = 0,59$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,75 \cdot 0,42^2}} = 0,95$$

- opravný součinitel:

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot (-0,4)} = 0,68$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right]$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,68) \cdot [1 - 2 \cdot (0,42 - 0,8)^2] = 0,89 < 1,0$$

- redukovaný součinitel klopení:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,95}{0,89} = 1,04 \nless 1,0$$

Jelikož na obou koncích nosníku je moment opačného smyslu, dochází tak ke stabilizaci nosníku, která umožňuje zanedbání redukovaného součinitele klopení.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,95 \cdot \frac{2,15 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 725,09 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{369,38}{725,09} = 0,51 < 1,0 \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Kombinace ohybu a osového tlaku

$$\begin{aligned} \text{Návrhové vnitřní síly na prutu:} \quad N_{Ed} &= -1221,35 \text{ kN} \\ M_{y,Ed} &= 369,38 \text{ kNm} \\ M_{z,Ed} &= 29,53 \text{ kNm} \\ V_{z,Ed} &= 190,45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Smyková síla je menší než 50 % smykové únosnosti, proto je možné ji zanedbat.

$$C_{my} = 0,9 > 0,4$$

$$\psi_z = \frac{M_h}{M_d} = \frac{-20,08}{29,53} = -0,68 \rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,1) = 0,33 \neq 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + (0,38 - 0,2) \cdot \frac{1221,35}{0,94 \cdot \frac{5726,15}{1,0}}) = 0,94$$

$$k_{yy} = 0,94 < c_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{1221,35}{0,94 \cdot \frac{5726,15}{1,0}}) = 1,06$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,94 = 0,56$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot (1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,4 \cdot (1 + (2 \cdot 0,69 - 0,2) \cdot \frac{1221,35}{0,73 \cdot \frac{5726,15}{1,0}}) = 0,54$$

$$k_{zz} = 0,54 < c_{mz} \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,4 \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{1221,35}{0,73 \cdot \frac{5726,15}{1,0}}) = 0,56$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,54 = 0,32$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{1221,35}{0,94 \cdot \frac{5726,15}{1,0}} + 0,94 \cdot \frac{369,38}{0,95 \cdot \frac{762,25}{1,0}} + 0,43 \cdot \frac{29,53}{\frac{331,57}{1,0}} \leq 1$$

$$0,23 + 0,48 + 0,04 = 0,75 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

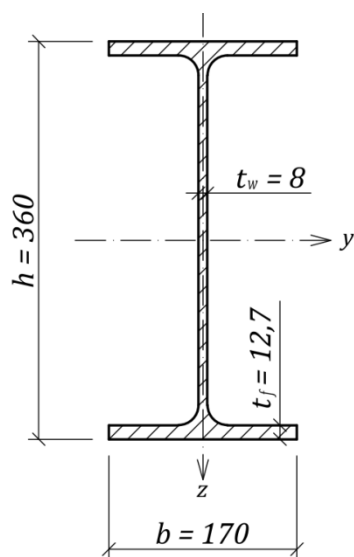
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{1221,35}{0,73 \cdot \frac{5726,15}{1,0}} + 0,56 \cdot \frac{369,38}{0,95 \cdot \frac{762,25}{1,0}} + 0,56 \cdot \frac{29,53}{\frac{331,57}{1,0}} \leq 1$$

$$0,29 + 0,29 + 0,05 = 0,63 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Sloup z hlediska ztráty stability **VYHOVUJE**.

2.9.2 Průvlak ve směru osy y - IPE360



Průřezové charakteristiky:

A	$=$	7270	mm^2
A_v	$=$	3511	mm^2
I_y	$=$	$1,63 \cdot 10^8$	mm^4
I_z	$=$	$1,04 \cdot 10^7$	mm^4
I_w	$=$	$3,14 \cdot 10^{11}$	mm^6
I_t	$=$	$3,73 \cdot 10^5$	mm^4
$W_{pl,y}$	$=$	$1,02 \cdot 10^6$	mm^3
$W_{pl,z}$	$=$	$1,91 \cdot 10^5$	mm^3
i_y	$=$	150	mm
i_z	$=$	38	mm

Návrhová kombinace vnitřních sil:

$$N_{Ed} = 0,80 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = 225,88 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,z} = 1,42 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = 39,28 + \frac{297,57 \cdot 2}{6} = 138,47 \text{ kN}$$

Materiál: Ocel S355JR

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Vzpěrné délky:

Uvažován nosník s plastickým kloubem na jednom konci (viz 2.8.2.2 Kritéria navrhování pro rámy odolávající momentům) a s tuhým vetknutím na druhém konci.

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 0,7 \cdot 6000 = 4200 \text{ mm}$$

Klasifikace průřezu:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{170}{2} - \frac{8}{2} - 18 = 63 \text{ mm}$$

$$d = h - 2t_f - 2r = 360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 18 = 298,6 \text{ mm}$$

$$z = \frac{N_{Ed}}{\frac{t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{0,8 \cdot 10^3}{6 \cdot 355} = 0,38 \text{ mm} \rightarrow \text{stojina ohýbaná}$$

Stojina:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,325 \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,32 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12,7} = 4,96 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Posouzení pevnosti průřezu

Ohyb kolmo na osu y

$$M_{c,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,02 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 362,10 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{225,88}{362,10} = 0,62 < 1,0 \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Ohyb kolmo na osu z

$$M_{c,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} = \frac{W_{Pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,91 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 67,81 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,z,Rd}} = \frac{1,42}{67,81} = 0,02 < 1,0 \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Smyk

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3511 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 720,61 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} = \frac{138,48}{720,61} = 0,19 < 1 \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Průvlak z hlediska pevnosti VYHOVUJE.

Posouzení stability prvku

Klopení

Součinitele vzpěrné délky: $k_y = k_z = k_\omega = 0,7$

$z_j = 0 \dots$ dvouose symetrický průřez

- součinitel působíště zatížení vzhledem ke středu smyku:

$z_g = 0 \dots$ zatíženo koncovými momenty

- bezrozměrný parametr kroucení:

$$\kappa_{\omega t} = \frac{\pi}{k_{\omega} \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_{\omega}}{G \cdot I_t}} = \frac{\pi}{0,7 \cdot 6,000} \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 3,14 \cdot 10^{-7}}{81 \cdot 10^9 \cdot 3,73 \cdot 10^{-7}}} = 1,105$$

- bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu:

$$\zeta_j = \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

- bezrozměrný parametr působíště zatížení:

$$\zeta_g = \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

$$\kappa_{\omega t} = 1,105 \leq C_{1,1} = 2,10 \rightarrow C_1 = C_{1,0} + (C_{1,1} - C_{1,0}) = 1,92 + (2,10 - 1,92) = 2,10$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 0,38$$

- bezrozměrný kritický moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \left[\sqrt{1 + k_{\omega t}^2 + (C_1 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) \right]$$

$$\mu_{cr} = \frac{2,10}{0,7} \cdot \left[\sqrt{1 + 1,105^2 + 0} - 0 \right] = 4,47$$

- kritický moment:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{l}$$

$$M_{cr} = 4,47 \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{210 \cdot 10^9 \cdot 1,04 \cdot 10^{-5} \cdot 81 \cdot 10^9 \cdot 3,37 \cdot 10^{-7}}}{6} = 571,47 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{Pl,y} \cdot f_Y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,02 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{571,47}} = 0,796$$

– válcovaný I – průřez: $\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 2 \rightarrow$ křivka klopení c $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,49$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,796 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,796^2] = 0,834$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,834 + \sqrt{0,834^2 - 0,75 \cdot 0,796^2}} = 0,767$$

- opravný součinitel: $k_c = 0,75$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2\right]$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,75) \cdot [1 - 2 \cdot (0,796 - 0,8)^2] = 0,875 < 1,0$$

- redukovaný součinitel klopení:

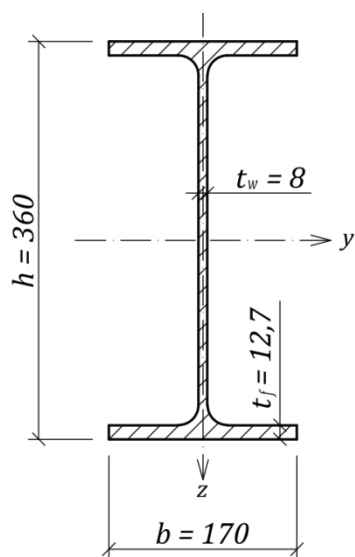
$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,767}{0,875} = 0,877$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,877 \cdot \frac{1,02 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 317,56 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{225,88}{317,56} = 0,71 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Průvlak z hlediska ztráty stability VYHOVUJE.

2.9.3 Průvlak ve směru osy x – IPE360



Průřezové charakteristiky:

$$A = 7270 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 1,63 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1,04 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 3,14 \cdot 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$I_t = 3,73 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$W_{El,y} = 9,04 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{El,z} = 1,23 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 150 \text{ mm}$$

$$i_z = 38 \text{ mm}$$

Vnitřní síly:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Tabulka pro výpočet součinitele Ω

Patro	$N_{pl,Rd}/N_{Ed}$	Ω	$1,5 \cdot M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$	Ω
7.	-	-	$1,5 \cdot 38,25 / 29,54 =$	1,94
6.	-	-	$1,5 \cdot 109,12 / 94,09 =$	1,74
5.	-	-	$1,5 \cdot 137,72 / 124,46 =$	1,66
4.	-	-	$1,5 \cdot 176,21 / 169,38 =$	1,56
3.	$752,60 / 450,03 =$	1,67	-	-
2.	$752,60 / 494,95 =$	1,52	-	-
1.	$752,60 / 477,24 =$	1,58	-	-

Kombinace vnitřních sil pro posudek stability dle EC8:

$$N_{Ed} = 5,6 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,52 \cdot 16,9 = \mathbf{40,92 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} = \mathbf{77,88 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed,y} = \mathbf{70,94 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed,z} = \mathbf{37,61 \text{ kNm}}$$

Maximální ohybový moment pro rozhodující posudek dle EC3:

$$M_{Ed,z,max} = \mathbf{40,05 \text{ kNm}}$$

Materiál: Ocel S355JR

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Vzpěrné délky:

$$L_{cr,y} = 6000 \text{ mm}$$

$$L_{cr,z} = 1500 \text{ mm}$$

Klasifikace průřezu:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{170}{2} - \frac{8}{2} - 18 = 63 \text{ mm}$$

$$d = h - 2t_f - 2r = 360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 18 = 298,6 \text{ mm}$$

$$z = \frac{N_{Ed}}{\frac{t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{40,92 \cdot 10^3}{6 \cdot 355} = 19,2 \text{ mm} \rightarrow \text{stojina tlačená a ohýbaná}$$

Stojina:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,325 \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \cdot 0,81}{0,67 + 0,33 \cdot 0,38} = 42,77 \rightarrow 3. \text{ třída}$$

Pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12,7} = 4,96 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Ohyb kolmo na osu y

$$M_{c,y,Rd} = M_{El,y,Rd} = \frac{W_{El,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,04 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 320,92 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{70,94}{320,92} = 0,22 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Ohyb kolmo na osu z

$$M_{c,z,Rd} = M_{El,z,Rd} = \frac{W_{El,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,23 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 43,67 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,z,Rd}} = \frac{37,61}{43,67} = 0,86 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

$$\frac{M_{Ed,y,max}}{M_{c,z,Rd}} = \frac{40,05}{43,67} = 0,92 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Průvlak z hlediska pevnosti VYHOVUJE.

Posouzení stability prvkuPosouzení na vzpěr

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{355 \cdot 10^6}} = 76,41$$

Kolmo na osu y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6,000}{0,150} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,523$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{6,000}{0,150} = 40 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2 \quad t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{křivka } a \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,523 - 0,2) + 0,523^2] = 0,671$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,671 + \sqrt{0,671^2 - 0,523^2}} = 0,916$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,916 \cdot 7270 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 2364,06 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{40,92}{2364,06} = 0,02 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Kolmo na osu z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1,500}{0,038} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,517$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{1,500}{0,038} = 40 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,11 > 1,2 \quad t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{křivka } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,517 - 0,2) + 0,517^2] = 0,688$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,688 + \sqrt{0,688^2 - 0,517^2}} = 0,876$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,876 \cdot 7270 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 2260,82 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{40,92}{2260,82} = 0,02 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Klopení

Součinitele vzpěrné délky: $k_y = 1,0$

$$k_z = k_\omega = 0,105$$

$z_j = 0$... dvouose symetrický průřez

- součinitel působíště zatížení vzhledem ke středu smyku:

$z_g = 0$... zatíženo koncovými momenty

- bezrozměrný parametr kroucení:

$$\kappa_{\omega t} = \frac{\pi}{k_\omega \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_t}} = \frac{\pi}{0,105 \cdot 6,000} \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 3,14 \cdot 10^{-7}}{81 \cdot 10^9 \cdot 3,73 \cdot 10^{-7}}} = 7,37$$

- bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu:

$$\zeta_j = \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

- bezrozměrný parametr působíště zatížení:

$$\zeta_g = \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

$$\kappa_{\omega t} = 7,37 > C_{1,1} = 1,32 \rightarrow C_1 = C_{1,0} + (C_{1,1} - C_{1,0}) = 1,31 + (1,32 - 1,31) = 1,32$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 1,00$$

- bezrozměrný kritický moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \left[\sqrt{1 + \kappa_{\omega t}^2 + (C_1 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) \right]$$

$$\mu_{cr} = \frac{1,32}{0,25} \cdot [\sqrt{1 + 7,37^2 + 0} - 0] = 39,27$$

- kritický moment:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{l}$$

$$M_{cr} = 39,27 \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{210 \cdot 10^9 \cdot 1,04 \cdot 10^{-5} \cdot 81 \cdot 10^9 \cdot 3,73 \cdot 10^{-7}}}{6} = 5281,84 \text{ kNm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{El,y} \cdot f_Y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9,04 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{5281,81}} = 0,25 < \overline{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \dots \text{klopení lze zanedbat}$$

Kombinace ohybu a osového tlaku

$$\begin{aligned} \text{Návrhové vnitřní síly na prutu:} \quad N_{Ed} &= -40,92 & kN \\ M_{y,Ed} &= 70,94 & kNm \\ M_{z,Ed} &= 37,61 & kNm \\ V_{z,Ed} &= 77,88 & kNm \end{aligned}$$

Smyková síla je menší než 50 % smykové únosnosti, proto je možné ji zanedbat.

$$C_{my} = 0,9 > 0,4$$

$$\psi_z = \frac{M_h}{M_d} = \frac{6,1}{-13,1} = -0,47 \rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,1) = 0,41 > 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + (0,52 - 0,2) \cdot \frac{40,92}{0,92 \cdot \frac{2580,85}{1,0}}) = 0,91$$

$$k_{yy} = 0,91 < c_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{40,92}{0,92 \cdot \frac{2580,85}{1,0}}) = 0,91$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,91 = 0,55$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot (1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,41 \cdot (1 + (2 \cdot 0,52 - 0,2) \cdot \frac{40,92}{0,88 \cdot \frac{2580,85}{1,0}}) = 0,42$$

$$k_{zz} = 0,42 \leq c_{mz} \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,4 \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{40,92}{0,88 \cdot \frac{2580,85}{1,0}}) = 0,41$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,41 = 0,25$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{40,92}{0,92 \cdot \frac{2580,85}{1,0}} + 0,91 \cdot \frac{70,94}{1,0 \cdot \frac{320,92}{1,0}} + 0,25 \cdot \frac{37,61}{\frac{43,67}{1,0}} \leq 1$$

$$0,02 + 0,20 + 0,22 = 0,44 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

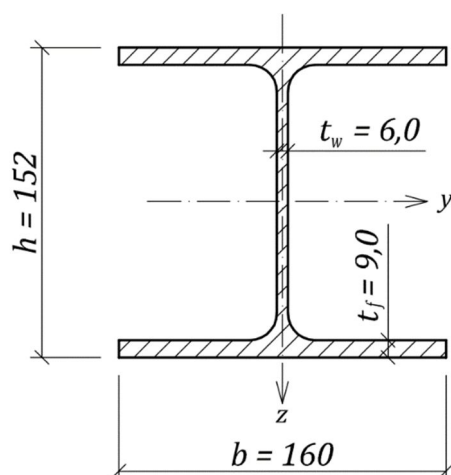
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{40,92}{0,88 \cdot \frac{2580,85}{1,0}} + 0,55 \cdot \frac{70,94}{1,0 \cdot \frac{320,92}{1,0}} + 0,41 \cdot \frac{37,61}{\frac{43,67}{1,0}} \leq 1$$

$$0,02 + 0,13 + 0,35 = 0,50 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Průvlak z hlediska ztráty stability **VYHOVUJE**.

2.9.4 Excentrické ztužení - HEA160



Průřezové charakteristiky:

A	$=$	3880	mm^2
I_y	$=$	$1,67 \cdot 10^7$	mm^4
I_z	$=$	$6,16 \cdot 10^6$	mm^4
I_w	$=$	$3,14 \cdot 10^{10}$	mm^6
I_t	$=$	$1,22 \cdot 10^5$	mm^4
$W_{pl,y}$	$=$	$2,45 \cdot 10^5$	mm^3
$W_{pl,z}$	$=$	$1,18 \cdot 10^5$	mm^3
i_y	$=$	66	mm
i_z	$=$	40	mm

Návrhová kombinace vnitřních sil:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Tabulka pro výpočet součinitele Ω

Patro	$1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$	Ω
7.	$1,5 \cdot 38,25 / 29,54 =$	1,94
6.	$1,5 \cdot 109,12 / 94,09 =$	1,74
5.	$1,5 \cdot 137,72 / 124,46 =$	1,66
4.	$1,5 \cdot 176,21 / 169,38 =$	1,56
3.	-	-
2.	-	-
1.	-	-

$$N_{Ed} = 100,1 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,56 \cdot 277,73 = \mathbf{696,83 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed} = \mathbf{3,35 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed,y} = \mathbf{6,83 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed,z} = \mathbf{0,92 \text{ kNm}}$$

Materiál: Ocel S355JR

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Vzpěrné délky:

Na jednom konci nosníků uvažováno vetknutí do rámového rohu, kde je bráněno natočení v obou rovinách vybočení, na druhém konci je uvažováno vetknutí před seismickým spojovacím článkem, kde by mohlo dojít k částečnému natočení v rovině rámu.

$$L_{cr,y} = 0,7 \cdot 4717 = 3302 \text{ mm}$$

$$L_{cr,z} = 0,5 \cdot 4717 = 2359 \text{ mm}$$

Klasifikace průřezu:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{160}{2} - \frac{6}{2} - 15 = 62 \text{ mm}$$

$$d = h - 2t_f - 2r = 152 - 2 \cdot 9 - 2 \cdot 15 = 104 \text{ mm}$$

$$z = \frac{N_{Ed}}{\frac{t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{696,83 \cdot 10^3}{6 \cdot 355} = 327,15 \text{ mm} \rightarrow \text{stojina tlačena}$$

Stojina:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Pásnice:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{62}{9} = 6,89 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29 \rightarrow 1. \text{ třída}$$

Posouzení pevnosti průřezuOhyb kolmo na osu y

$$M_{c,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,45 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 86,98 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,y,Rd}} = \frac{6,83}{86,98} = 0,08 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Ohyb kolmo na osu z

$$M_{c,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} = \frac{W_{Pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,18 \cdot 10^{-4} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 41,89 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{c,z,Rd}} = \frac{0,92}{41,89} = 0,02 < 1,0 \dots \text{VYHOVUJE}$$

Excentrické ztužení z hlediska pevnosti VYHOVUJE.

Posouzení stability prvkuPosouzení na vzpěr

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{355 \cdot 10^6}} = 76,41$$

Kolmo na osu y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3,302}{0,060} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,720$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{3,302}{0,060} = 55,03 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \quad t_f = 9,0 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{křivka } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,720 - 0,2) + 0,720^2] = 0,848$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,848 + \sqrt{0,848^2 - 0,720^2}} = 0,77$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,77 \cdot 3880 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 1060,60 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = \frac{696,83}{1060,60} = 0,66 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Kolmo na osu z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2,359}{0,040} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,772$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2,359}{0,040} = 58,98 < 200$$

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \quad t_f = 9,0 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow \text{křivka } c \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,772 - 0,2) + 0,772^2] = 0,938$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,938 + \sqrt{0,938^2 - 0,772^2}} = 0,68$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,68 \cdot 3880 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 676,62 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{696,83}{936,63} = 0,74 < 1,0 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Klopení

Součinitele vzpěrné délky: $k_y = 0,5$

$$k_z = k_\omega = 0,7$$

$z_j = 0$... dvouose symetrický průřez

- součinitel působíště zatížení vzhledem ke středu smyku:

$z_g = 0$... zatíženo koncovými momenty

- bezrozměrný parametr kroucení:

$$\kappa_{\omega t} = \frac{\pi}{k_\omega \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_t}} = \frac{\pi}{0,7 \cdot 4,717} \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9 \cdot 3,14 \cdot 10^{-8}}{81 \cdot 10^9 \cdot 1,22 \cdot 10^{-7}}} = 0,78$$

- bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu:

$$\zeta_j = \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

- bezrozměrný parametr působíště zatížení:

$$\zeta_g = \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

$$\kappa_{\omega t} = 0,77 \leq C_{1,1} = 2,77 \rightarrow C_1 = C_{1,0} + (C_{1,1} - C_{1,0}) = 2,59 + (2,77 - 2,59) = 2,77$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 0,85$$

- bezrozměrný kritický moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \left[\sqrt{1 + k_{\omega t}^2 + (C_1 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) \right]$$

$$\mu_{cr} = \frac{2,77}{0,7} \cdot \left[\sqrt{1 + 0,77^2 + (0)^2} - (0) \right] = 4,99$$

- kritický moment:

$$M_{cr} = \mu_{cr} \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t}}{l}$$

$$M_{cr} = 4,99 \cdot \frac{\pi \cdot \sqrt{210 \cdot 10^9 \cdot 6,16 \cdot 10^{-6} \cdot 81 \cdot 10^9 \cdot 1,22 \cdot 10^{-7}}}{4,717} = 375,76 \text{ kNm}$$

$$\frac{\gamma_M \cdot M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{1,0 \cdot 6,83}{375,76} = 0,018 < \bar{\lambda}_{LT,0}^2 = 0,2^2 = 0,04 \dots \text{klopení lze zanedbat}$$

Kombinace ohybu a osového tlaku

$$\begin{aligned} \text{Návrhové vnitřní síly na prutu:} \quad N_{Ed} &= -696,83 & kN \\ M_{y,Ed} &= 6,83 & kNm \\ M_{z,Ed} &= 0,92 & kNm \\ V_{z,Ed} &= 3,35 & kNm \end{aligned}$$

Smyková síla je menší než 50 % smykové únosnosti, proto je možné ji zanedbat.

$$C_{my} = 0,9 > 0,4$$

$$\psi_z = \frac{M_h}{M_d} = \frac{0,05}{-0,92} = -0,05 \rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 + 0,4 \cdot (-0,05) = 0,58 > 0,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + (0,72 - 0,2) \cdot \frac{696,83}{0,77 \cdot \frac{1377,40}{1,0}}) = 1,21$$

$$k_{yy} = 1,21 < c_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,9 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{696,83}{0,77 \cdot \frac{1377,40}{1,0}}) = 1,37$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 1,21 = 0,73$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot (1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,58 \cdot (1 + (2 \cdot 0,77 - 0,2) \cdot \frac{696,83}{0,68 \cdot \frac{1377,40}{1,0}}) = 1,16$$

$$k_{zz} = 1,16 \nless c_{mz} \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}) = 0,58 \cdot (1 + 1,4 \cdot \frac{696,83}{0,68 \cdot \frac{1377,40}{1,0}}) = 1,18$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,16 = 0,70$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{696,83}{0,77 \cdot \frac{1377,40}{1,0}} + 1,21 \cdot \frac{6,83}{1,0 \cdot \frac{86,98}{1,0}} + 0,70 \cdot \frac{0,92}{\frac{41,89}{1,0}} \leq 1$$

$$0,66 + 0,10 + 0,02 = 0,78 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

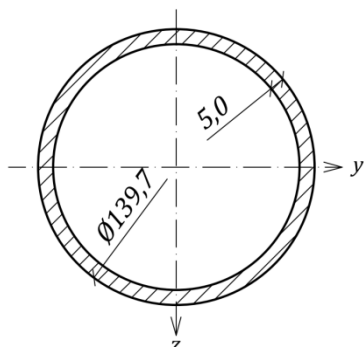
$$\frac{696,83}{0,68 \cdot \frac{1377,40}{1,0}} + 0,73 \cdot \frac{6,83}{1,0 \cdot \frac{86,98}{1,0}} + 1,16 \cdot \frac{0,92}{\frac{41,89}{1,0}} \leq 1$$

$$0,74 + 0,06 + 0,03 = 0,83 < 1 \quad \dots \quad \text{VYHOVUJE}$$

Excentrické ztužení z hlediska ztráty stability **VYHOVUJE**.

2.9.5 Centrické ztužení – TR139,7/5,0

Diagonální pruty ztužení byly uvažovány pouze při působení v tahu, proto budou posuzovány pouze na tahovou únosnost a dále bude ověřena podmínka limitní štíhlosti podle podmínek stanovených v EC8.



Průřezové charakteristiky:

$$A = 2120 \quad mm^2$$

$$I = 4,81 \cdot 10^6 \quad mm^4$$

$$i = 48 \quad mm$$

Materiál: Ocel S355JR

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

Posouzení limitní štíhlosti dle EC8

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210 \cdot 10^9}{355 \cdot 10^6}} = 76,41$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{7,211}{0,048} \cdot \frac{1}{76,41} = 1,97 < 2 \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Posouzení pevnosti průřezu

Tah

$$\lambda = \frac{L}{i_{min}} = \frac{7211}{48} = 150 < 400$$

$$N_{t,Rd} = N_{pL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2120 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3}{1,0} = 752,6 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{494,95}{752,60} = 0,66 < 1,0 \quad \dots \text{VYHOVUJE}$$

Centrické ztužení z hlediska pevnosti **VYHOVUJE**.

2.10 Požadavky pro posouzení konstrukce na MSP

Podmínky pro mezní stav použitelnosti specifikované v EC3 a EC8 jsou rozhodující pro návrh jednotlivých profilů konstrukce. Jedná se především o doporučené maximální horizontální posuny od zatížení větrem a seismicitou.

2.10.1 Mezní stav použitelnosti dle EN 1993

Dle obecných pravidel pro ocelové konstrukce o více podlažích je doporučeno ověřovat vodorovný posun v každém podlaží i pro konstrukci jako celek. Vodorovné posuny δ jsou určovány pouze od zatížení větrem a jsou omezeny následujícími hodnotami:

- a) v každém podlaží: $\delta \leq h/300$;
- b) pro konstrukci jako celek: $\delta \leq h_0/500$;

kde je

h výška sloupu nebo podlaží;

h_0 celková výška budovy.

2.10.2 Mezní stav použitelnosti dle EN 1998

Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aby byla schopna přenést seismické zatížení o větší pravděpodobnosti výskytu, než je návrhová hodnota seismického zatížení, beze škod a omezení provozu, jejichž náprava by byla neúměrně vysoká ve srovnání s cenou stavby. Této podmínky je dosaženo redukcími součiniteli, které zohledňují třídu významu objektu (součinitel významu γ_I použit při výpočtu návrhového spektra) a menší dobu návratu seismického zatížení.

Pro seismicky namáhané objekty je předepsáno omezení mezipodlažního posunu, který je dán následujícími vztahy:

$$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h;$$

$$d_r = q_d \cdot d_e$$

kde je

d_r návrhová hodnota průměrného mezipodlažního posunu;

d_e posun bodu konstrukce, stanovený na základě návrhového spektra odezvy;

q_d součinitel duktility pro výpočet posunu;

h výška podlaží;

v redukční součinitel zohledňující menší dobu návratu seismického zatížení (pro třídu významu konstrukce II je redukční součinitel roven $v = 0,5$).

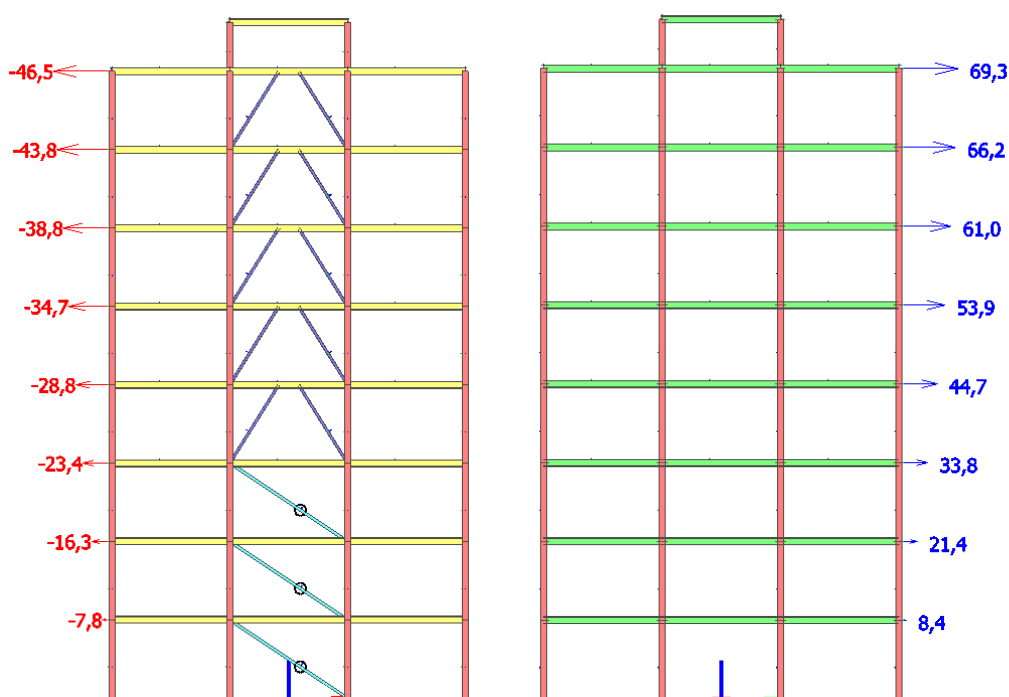
2.11 Posudek konstrukce na MSP

2.11.1 Mezní stav použitelnosti dle EN 1993

Deformace jsou ověřovány na globálním modelu konstrukce pro zatěžovací stavy ZS_18-21.

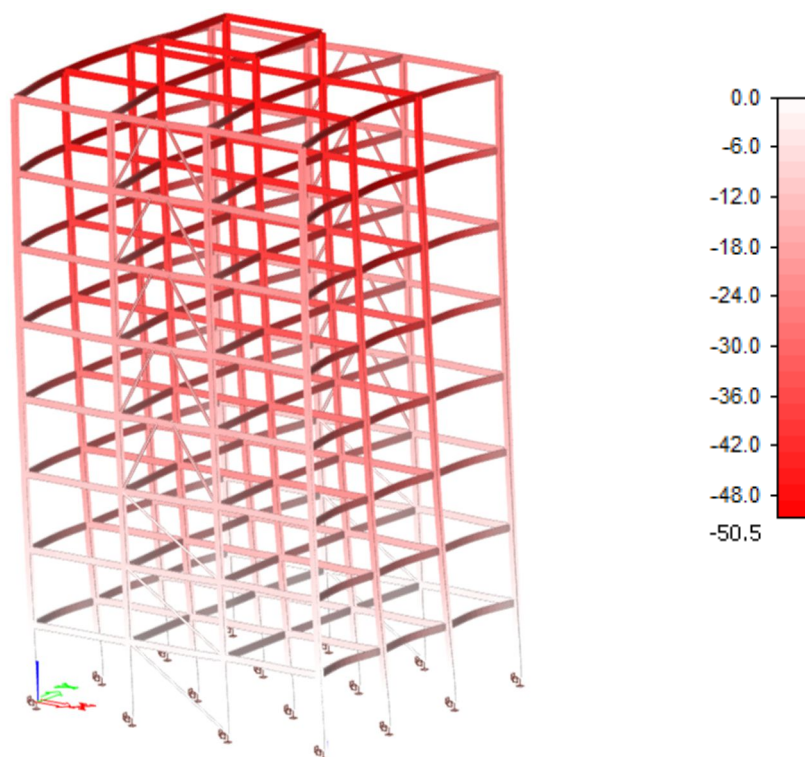
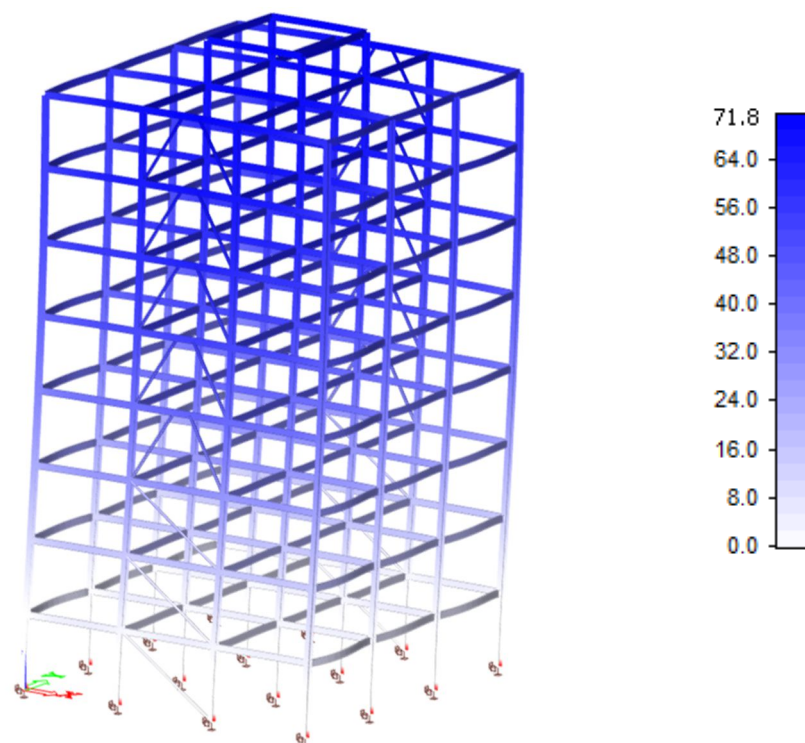
- a) Limitní deformace v každém podlaží: $\delta_{\text{lim}} = h/300 = 4000/300 = 13,3 \text{ mm}$

Patro	Globální δ_x [mm]	Lokální δ_x [mm]	Globální δ_y [mm]	Lokální δ_y [mm]
8.	46,5	-	69,3	-
7.	43,7	2,8	66,2	3,1
6.	38,8	4,9	61,0	5,2
5.	34,7	4,1	53,9	7,1
4.	28,8	5,9	44,7	9,2
3.	23,4	5,4	33,8	10,9
2.	16,3	7,1	21,4	12,4
1.	7,8	8,5	8,4	13,0
0.	0	7,8	0	8,4



Obr. 2.23 – Mezipodlažní posuny ve směru osy x a y

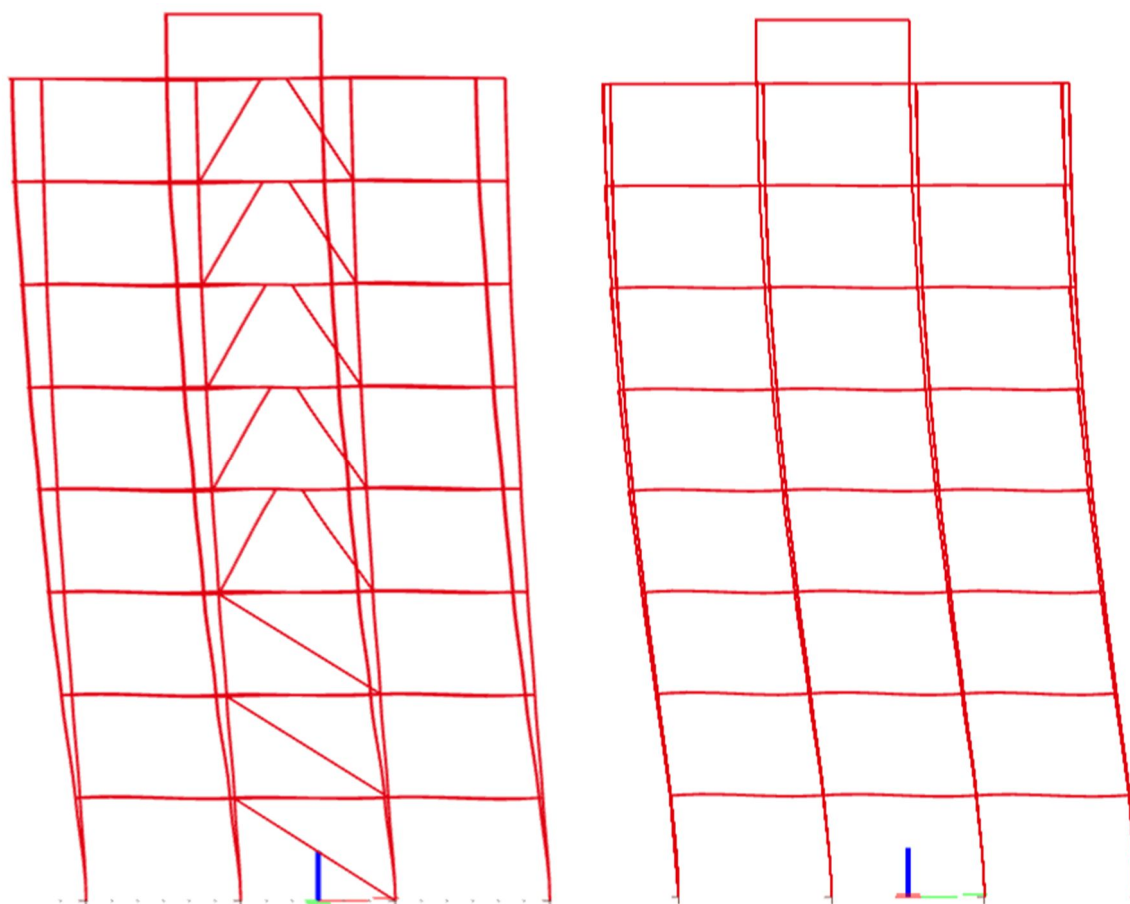
- b) Globální deformace konstrukce: $\delta_{\text{lim}} = h_0/300 = 34500/300 = 69 \text{ mm}$
- doporučené posuny nejsou dodrženy ve směru osy y , vzhledem k předpokladu částečného spolupůsobení konstrukce stropu a fasády (není zohledněno ve výpočtovém modelu), jsou tyto posuny akceptovány.

Obr. 2.24 – Globální deformace ve směru osy x Obr. 2.25 – Globální deformace ve směru osy y

2.11.2 Mezní stav použitelnosti dle EN 1998

- limitní hodnota mezipodlažního posunu: $0,01 \cdot h = 0,01 \cdot 4000 = 40 \text{ mm}$.

Patro	Posun $d_{r,x}$ [mm]	$d_{r,x} \cdot v$ [mm]	Posun $d_{r,y}$ [mm]	$d_{r,y} \cdot v$ [mm]
8.	12,85	6,43	12,10	6,05
7.	25,15	12,58	24,20	12,10
6.	28,65	14,33	37,55	18,78
5.	36,45	18,23	48,80	24,40
4.	39,30	19,65	59,90	29,95
3.	48,70	24,35	68,20	34,10
2.	52,50	26,25	68,75	34,38
1.	40,35	20,18	41,10	20,55



Obr. 2.26 – Tvar vybočení konstrukce od seismické návrhové situace ve směru osy x a y

2.12 Závěr – posouzení konstrukce

Posudek jednotlivých prvků

Prvek	Průřez	MSÚ	MSP	Posudek
Sloupy	<i>HEB 320</i>	75 %	98 %	OK
Průvlaky – směr X	<i>IPE 360</i>	71 %	41 %	OK
Průvlaky – směr Y	<i>IPE 360</i>	50 %	11 %	OK
Ztužení tvaru <i>X</i>	<i>RO 139,7/5</i>	66 %	-	OK
Ztužení tvaru <i>K</i>	<i>HEA160</i>	78 %	-	OK
Nosníky pod zásobníky	<i>HEB 200</i>	74 %	72 %	OK
Stropnice	<i>IPE 270</i>	96 %	48 %	OK
Sloupy – výtahová šachta	<i>HEB 200</i>	35 %	-	OK
Stropnice – výtahová šachta	<i>IPE 220</i>	41 %	26 %	OK
Schodnice	<i>QR 200/100/10</i>	15 %	-	OK
Rám atika	<i>QR 100/100/5</i>	28 %	-	OK

Posudek globálního modelu

	Vítr	Seismické zatížení	Posudek
Směr x	73 %	66 %	OK
Směr Y	100 %	86 %	OK

Konstrukce vícepodlažní budovy byla posouzena na MSÚ (trvalé a dočasné návrhové situace a seismická návrhová situace) a na MSP (vodorovné deformace a průhyby nosníků). Z hlediska návrhu dimenze jednotlivých profilů se ukázala jako rozhodující především globální deformace konstrukce od příčného zatížení, a to jak od bočního větru, tak od seismického zatížení. Volba jednotlivých typů profilů byla volena s ohledem na vhodnou duktilitu konstrukce.

3 NÁVRH PŘÍPOJŮ NA SEISMICITU

Návrh přípojí je jedním z **hlavních faktorů při návrhu seismicky odolné konstrukce**. Vzhledem k tomu, že konstrukce jsou navrženy takovým způsobem, který předpokládá vznik plastických kloubů v projektem určených oblastech, je zapotřebí rozlišovat funkci jednotlivých přípojí a s tím související odolnost a případnou schopnost plastického přetvoření. Při návrhu přípojí vhodných pro seismicky namáhané konstrukce je využíváno především **tažnosti oceli**, díky které je zaručena vhodná duktilita konstrukce.

V závislosti na typu přípoje a jeho předpokládané funkci je třeba splnit následující všeobecné předpoklady:

- **schopnost přetížení;**
- **dostatečná rotační kapacita** (zajištěna především tažností oceli);
- **dostatečná robustnost** (detaily odolávající silám v neočekávaných směrech).

Přípoje rozhodující o duktilitě konstrukce by měly být ověřeny na základě experimentu, který prokáže jejich přiměřenost návrhu z hlediska pevnosti a duktility jednotlivých prvků přípoje při nízkocyklickém zatížení. V této práci bude využito poznatků z již provedených experimentů a zkoušek. Chování jednotlivých přípojí bude zkoumáno na základě softwarového řešení, které je založené na metodě konečných prvků.

3.1 Všeobecné podmínky

Stejně jako při návrhu nosných a nenosných prvků konstrukce i všechny přípoje bez rozdílu funkce musí splňovat následující podmínku odolnosti:

1) Podmínka odolnosti

- je dána vztahem:

$$E_d \leq R_d$$

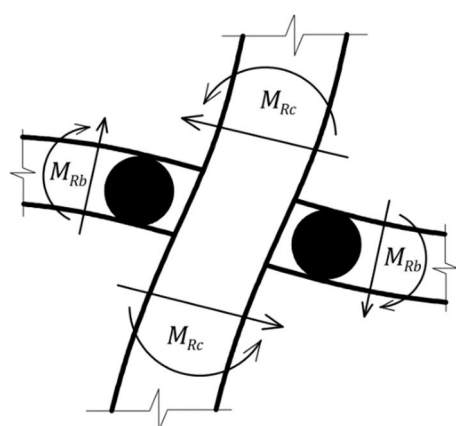
kde je

E_d návrhová hodnota účinku seismického zatížení při návrhové seismické situaci včetně účinků 2. řádu ($P - \Delta$ efekt);

R_d návrhová odolnost prvku, která je dána pravidly pro použitý materiál a je specifikována příslušnými Eurokódy a případnými dodatky v EC8.

2) Podmínka celkové a lokální duktility

- musí být ověřeno, zda prvky konstrukce i celá konstrukce má přiměřenou duktilitu, kterou projekt předpokládal při návrhu;
- musí být splněny specifické požadavky na materiál (viz 2.5),
- u vícepodlažních budov s rámovým působením musí být zabráněno vytvoření plastického mechanismu v měkkém podlaží, tento požadavek je zásadní především z hlediska návrhu tuhosti připojení nosníku ke sloupu, jelikož musí být splněna podmínka z následujícího obrázku a vztahu, ale zároveň musí být přípoj dostatečně únosný pro návrhovou seismickou situaci a možné seismické přetížení:



$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}$$

kde je

ΣM_{Rc}

součet ohybové pevnosti sloupů, vytvářející styk;

ΣM_{Rb}

součet plastických momentů na konci nosníků (průvlaků) připojených do sloupu.

Obr. 3.01 – Podmínka odolnosti sloupů

3.1.1.1 Pravidla pro navrhování spojů v disipativních zónách

Spoje musí být navrženy tak, aby omezily koncentraci plastických přetvoření a velkých zbytkových napětí na konstrukci a zároveň, aby eliminovaly chyby z výroby.

Nedisipativní spoj disipativních prvků, vytvořen plnými tupými svary na celou tloušťku připojovaného prvku, je považován za vyhovující i z hlediska navýšení pevnosti při možném přetížení konstrukce.

Pro koutové svary a nedisipativní šroubové spoje musí být splněna následující podmínka navýšení únosnosti:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

kde je

R_d únosnost spojení dle EN 1993;

R_{fy} plastická únosnost připojeného disipativního prvku.

Pokud je v disipativních zónách použito šroubovaných spojů, je doporučeno omezit kombinované namáhání šroubů a vliv páčení. Jedná-li se o spoje namáhané smykem, je doporučeno využít kategorie spoje B a C (třecí spoje s kontrolovaným utažením vysokopevnostních šroubů). Jedná-li se o spoje namáhané tahem, je doporučeno využít kategorie spoje E (spoje se speciálně upravenými stykovými plochami a kontrolovaným utažením vysokopevnostních šroubů).

Pro šroubová spojení namáhaná smykem má být návrhová smyková odolnost šroubů větší než 1,2násobek návrhové odolnosti v otláčení.

3.1.1.2 Kritéria navrhování pro rámy odolávající momentům

Jedná se především o vhodný návrh připojení průvlaků ke sloupu, kde musí být zaručena dostatečná únosnost přípoje (včetně části jednotlivých připojených prvků) pro všechny návrhové situace, ale zároveň musí být přípoj navržen s dostatečnou rotační kapacitou umožňující disipaci energie po konstrukci při možném přetížení při seismické situaci.

Lokální oblasti sloupů

Stěnový panel sloupu ve spojích průvlaku se sloupem musí mít dostatečnou smykovou odolnost odpovídající výrazu:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$$

kde je

$V_{wp,Ed}$ návrhová hodnota smykové síly v panelu stojiny od účinků zatížení, když uvažujeme plastickou odolnost přilehlých disipativních zón;

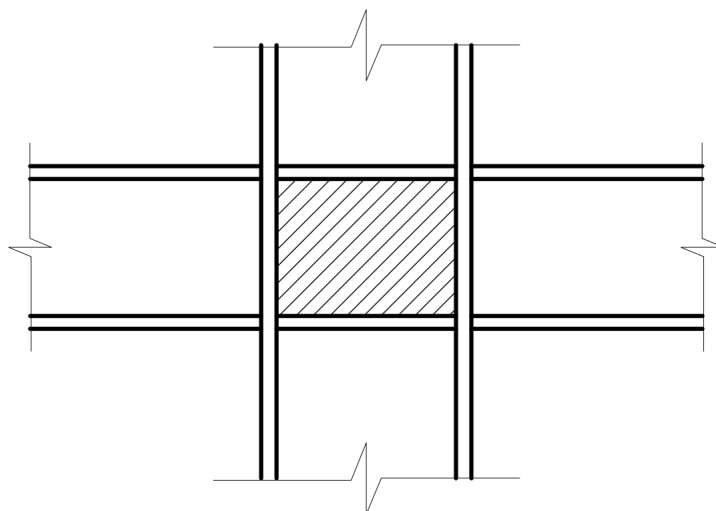
$V_{wp,Rd}$ smyková odolnost panelu stojiny (není nutné uvažovat účinek napětí od osově síly a ohybového momentu).

Panely stěn sloupu musí být také ověřeny na účinky lokální ztráty stability boulením vlivem smyku dle následující podmínky:

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$$

kde

$V_{wb,Rd}$ je odolnost panelu stěny při boulení smykem.



Obr. 3.02 – Panel stěny sloupu namáhaný smykem

Spoje nosníku se sloupem

Spoje nosníku se sloupem v oblasti plastického kloubu je možné rozdělit na dva následující typy dle příspěvku k rotační kapacitě plastického kloubu:

1) Nedisipativní spoje

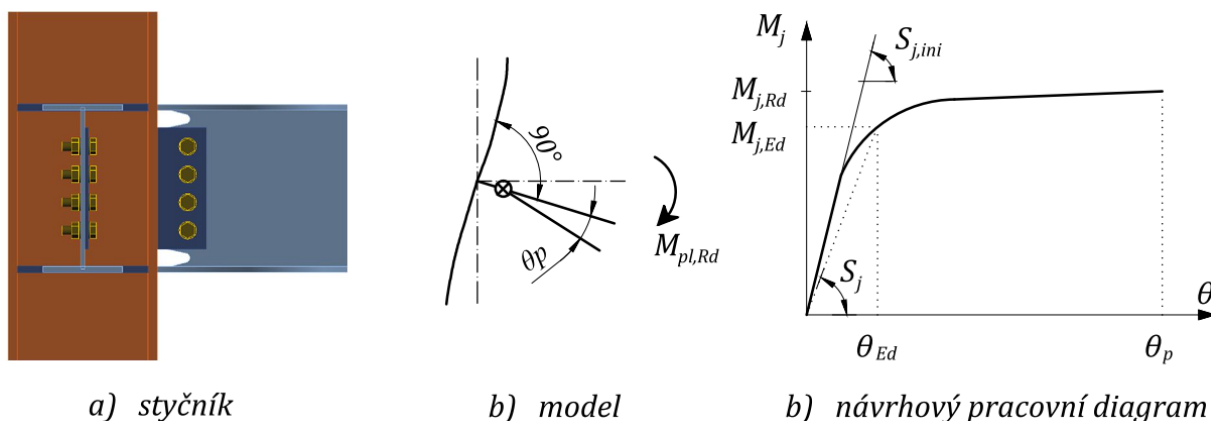
- je-li předpokládán vznik plastických kloubů v nosnících, mají být přípoje nosníků ke sloupům navrženy na požadovaný stupeň přetížení (viz 3.1.1.1), za předpokladu, že moment odolnosti $M_{pl,Rd}$ a smyková síla ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) jsou vyčísleny na základě předpokladu působení koncových plastických momentů.

2) Spoje disipativní polotuhé nebo spoje částečně únosné

- návrh je možný za předpokladu splnění všech následujících podmínek:
 - a) spoje mají kapacitu v natočení, která odpovídá celkovým deformacím;
 - b) prvky, vetknuté do styčnicků, mají prokázat, že jsou při dosažení mezního stavu stabilní;
 - c) účinek deformace spoje na celkový posun je zahrnut do celkové nelineární analýzy konstrukce.

Spoje musí být navrženy tak, aby splňovaly zvláštní požadavky na **rotační kapacitu plastického kloubu θ_p** :

- pro vysokou třídu duktility musí být $\theta_p > 35 \text{ mrad}$;
- pro střední třídu duktility musí být $\theta_p > 25 \text{ mrad}$;
- schopnost pootočení má být při nízkocyklickém zatížení zaručena bez degradace únosnosti a tuhosti přesahující 20 %;
- smyková deformace stojiny sloupu by neměla přispívat ke kapacitě plastického pootočení o více než 30 %;
- do výpočtu θ_p nemají být zahrnuty pružné deformace sloupu.



$M_{j,Rd}$	návrhová momentová únosnost přípoje
$M_{j,Ed}$	návrhový moment
$S_{j,ini}$	počáteční rotační tuhost
θ_{Ed}	natočení přípoje od návrhového momentu

Obr. 3.03 – Návrhový pracovní diagram styčnicku

3.1.1.3 Kritéria navrhování pro rámy s centrickým ztužením

U ráků se ztužením bez excentricit je předpoklad, že v tažených diagonálách dojde k překročení meze kluzu dříve, než se poruší přípoje těchto diagonál. Připojení diagonál je možné provádět dvěma následujícími způsoby:

1) Nedisipativní spoje

- připojení diagonál ke kterémukoliv prvku musí splňovat podmínky pro přetížení (viz 3.1.1.1).

2) Spoje disipativní polotuhé nebo spoje částečně únosné

- návrh je možný za předpokladu splnění všech následujících podmínek:
 - a) spoje mají schopnost prodloužení ve shodě s celkovými deformacemi;
 - b) účinek deformace spoje na celkový posun je zahrnut do celkové nelineární analýzy konstrukce.

3.1.1.4 Kritéria navrhování pro rámy s excentrickým ztužením

Rámy s excentrickým ztužením jsou navrženy tak, aby ve vybraných nosných prvcích vznikaly takzvané spojovací články, které jsou schopny rozptylovat energii vytvořením plastického ohybového nebo smykového mechanismu. Ve spojovacích člancích musí dojít k překročení meze kluzu dříve než v kterémkoliv jiném nosném prvku. Zásadním úkolem u těchto typů konstrukcí je právě tedy vhodný návrh spojovacích článků.

Seismické spojovací články

Spojovací články by měly být navrženy jako jednostěnné (předpoklad I profil) bez dalších výztužných desek a bez otvorů nebo prostupů.

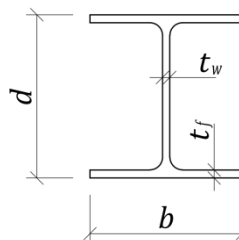
Seismické spojovací články se dělí na následující 3 kategorie podle typu vývoje plastického mechanismu:

- a) **krátké články** – disipují energii převážně zplastizováním ve smyku;
- b) **dlouhé články** – disipují energii převážně zplastizováním v ohybu;
- c) **střední články** – plastický mechanismus zahrnuje ohyb i smyk.

Pro zatížení a určení návrhové odolnosti jednotlivých článků jsou zavedeny následující vztahy:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f)$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (d - t_f)$$



Obr. 3.04 – Průřez seismického článku

Návrhová odolnost jednotlivých článků je závislá na osově síle působící na článek a je rozdělena do dvou kategorií:

1) Články kde: $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$

- musí být splněny oba následující vztahy na obou koncích článku:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

kde

N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} účinky návrhového zatížení na koncích článku.

2) Články kde: $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$

- hodnoty návrhové odolnosti musí být redukovány o vliv osově síly:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed}/N_{Rd})^2]^{0,5}$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed}/N_{Rd})];$$

- délka spojovacího článku nemá přesahovat:

$$e \leq 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{pro } R < 0,3$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{pro } R \geq 0,3$$

kde je

$$R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)/(V_{Ed} \cdot A) \quad \text{je celková plocha spojovacího článku.}$$

Aby bylo dosaženo rovnoměrného celkového disipativního chování konstrukce, má být kontrolován poměr návrhové odolnosti Ω_i (viz 2.8.2.4). Poměr Ω_i jednotlivých článků nesmí překračovat minimální hodnotu Ω o více než 25 %.

Zařazení spojovacích článků do jednotlivých délkových kategorií je prováděno dle následujících vztahů:

a) krátké spojovací články

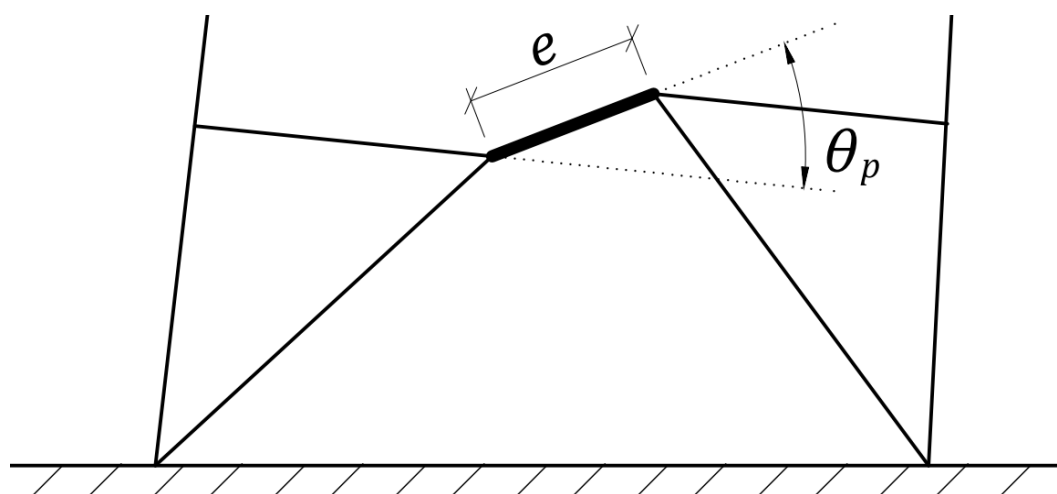
$$e < e_s = 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link};$$

b) dlouhé spojovací články

$$e > e_L = 3,0 \cdot M_{p,link}/V_{p,link};$$

c) střední spojovací články

$$e_s < e < e_L.$$



Obrázek 3.05 - Tvar a natočení seismického spojovacího článku

Pro úhel natočení seismického spojovacího článku θ_p jsou předepsány následující **maximální** limitní hodnoty:

a) krátké spojovací články

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 80 \text{ mrad} ;$$

b) dlouhé spojovací články

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 20 \text{ mrad} ;$$

c) střední spojovací články

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = \text{hodnota odvozená interpolací mezi oběma předcházejícími.}$$

Aby bylo zaručeno předpokládané chování seismického spojovacího článku, je v EC8 předepsáno několik podrobných zásad pro příčné vyztužení článku.

Přípoje seismických spojovacích článků

Disipace energie v seismických spojovacích člancích může probíhat v buď samotném článku, nebo v přípojích článku. Dle předpokládaného způsobu rozptýlení energie jsou přípoje článku rozděleny na následující typy:

1) Nedisipativní spoje

- disipace energie je přepokládána v samotném článku;
- přípoje článku i prvku, v němž je článek obsažen, musí být navrženy na přetížení:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E}.$$

2) Spoje disipativní polotuhé nebo spoje částečně únosné

- disipace energie je předpokládána v přípojích jednotlivých článků;
- tyto přípoje je možné použít pro příslušné deformační požadavky:
 - a) spoje mají kapacitu v natočení, která odpovídá celkovým deformacím;
 - b) prvky stykované v přípoji mají být při mezním stavu únosnosti stabilní;
 - c) účinek deformace je zahrnut do celkové nelineární analýzy konstrukce.

3.2 Výsledky experimentů a zkoušek

V oblasti seismických přípojů byla provedena řada zkoušek a experimentů, které byly reakcí především na ničivá zemětřesení v USA a Japonsku, kde se ocelové konstrukce z hlediska odolnosti osvědčily, ale zároveň se projevilo nečekaně velké množství poškozených styčníků. Odezvou na tyto vady byly výzkumy zaměřené především na příčiny poškození styčníků a následná doporučení pro navrhování nových konstrukcí a styčníků. Většina z těchto doporučení je již aplikována i do normy EN 1998, kde jsou ovšem značně zobecněna a neudávají zásadní podmínky pro konstrukční řešení, která byla z výsledků výzkumů shledána jako podstatná po návrh konstrukcí namáhaných seismicitou.

V několika následujících bodech jsou shrnuty zásadní poznatky pro návrh přípojů v konstrukcích odolných na seismicitu:

- **rotační kapacita styčníků;**
 - zaručena především tažností oceli;
 - pro statické namáhání je přibližně poloviční oproti proměnnému namáhání;
 - vlivem nesymetrie zatížení roste o 50 % až 100 % oproti symetrickému zatížení;
 - vlivem rychlosti zatěžování klesá tažnost oceli až o 1/3, ale pro cyklické namáhání nemá pokles tažnosti výrazný vliv;
- **schopnost přetížení;**
 - vhodná koncentrace napětí;
 - opatření proti lokální ztrátě stability;
 - redukce únosnosti pro nízkocyklické namáhání;
- **svarové spoje;**
 - použití vhodného typu svaru a metody svařování pro zaručení lepší tažnosti svaru;
 - rovnoměrné napětí v nebezpečném průřezu svaru;
 - vrubová houževnatost svařovaného i přídavného materiálu;
 - kvalita svařování a následná důkladná kontrola svaru;
- **šroubované spoje;**
 - vysokopevnostní šrouby použité v třecím spoji;
 - vhodná velikost šroubů z hlediska koncentrace napětí;

Tyto poznatky budou aplikovány na jednotlivé přípoje řešené v následující části dokumentu a při návrhu každého typu přípoje budou zdůrazněny detaily vyplývající z výzkumů.

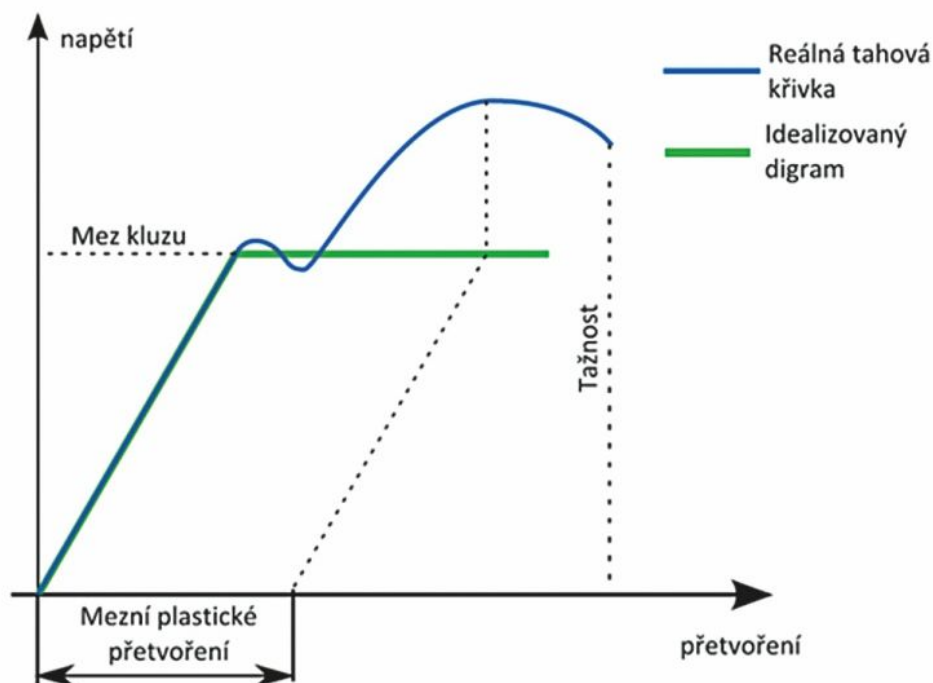
3.3 Metoda analýzy přípojí

Přípoje budou analyzovány softwarem **IDEA StatiCa steel** - modulem Connection. Tento software je založen na metodě výpočtu CBFEM (Component Based Finite Element Model), která kombinuje obecnou metodu konečných prvků (MKP) s metodou komponent používanou pro výpočet ocelových styčníků.

Při výpočtu je každý styčník rozdělen na jednotlivé komponenty, kde všechny plechy (stěny a pásnice nosníků, plechy připojení) jsou modelovány jako desko-stěny a spojovací prostředky jsou modelovány jako nelineární pružiny. Na takto vytvořeném modelu jsou vypočteny vnitřní síly v jednotlivých komponentech styčníku a ty jsou následně posouzeny.

Ocelové plechy

Z hlediska modelování je použit pružně plastický materiál, díky kterému je zajištěno nelineární chování oceli. Je uvažován bilineární pracovní diagram oceli s maximální hodnotou napětí na mezi kluzu.



Obr. 3.06 – Pracovní diagram oceli [19]

Jelikož napětí v modelu nemohou překročit mez kluzu oceli, nemohou být tedy uvažovány pro posudek jednotlivých komponent, z tohoto důvodu je v modelu ověřováno **poměrné plastické přetvoření**, které je omezeno **mezní hodnotou 5 %** (dle EC3).

Spojovací prostředky

Z hlediska modelování jsou použity nelineární pružiny s různými pracovními diagramy dle působení konkrétního prvku. Spojovací prostředky jsou následně posouzeny dle **vzorců** běžně užívané **metody komponent**.

Podrobné informace o softwaru a metodě CBFEM: www.idea-rs.com

3.3.1 Postup analýzy

Jelikož vnitřní síly působící na styčník jsou vypočteny na globálním modelu konstrukce, který je závislý na tuhosti připojení jednotlivých prvků, byl pro analýzu přípojí aplikován následující postup:

1. Globální model konstrukce – počáteční

- prvky připojeny klouby s nekonečnou nebo nulovou tuhostí;
- navrženy vhodné dimenze prvků z hlediska seismického zatížení;
- zjištěny vnitřní síly.

2. Detailní model styčníku

- model vytvořen dle konstrukčních zásad a zvyklostí pro ocelové konstrukce;
- zatížen vnitřními silami z bodu 1.;
- zjištěna počáteční rotační tuhost styčníku.

3. Globální model konstrukce – pružné klouby

- prvky připojeny pružnými klouby s počáteční rotační tuhostí styčníku;
- zjištěny vnitřní síly.

4. Analýza modelu styčníku

- zatížen vnitřními silami z bodu 3;
- zjištěny parametry styčníku (ohybová únosnost, počáteční rotační tuhost, rotační kapacita, ...);
- posouzení styčníku na MSÚ;
- analýza vhodnosti pro seismické zatížení.

5. Globální model konstrukce – posouzení

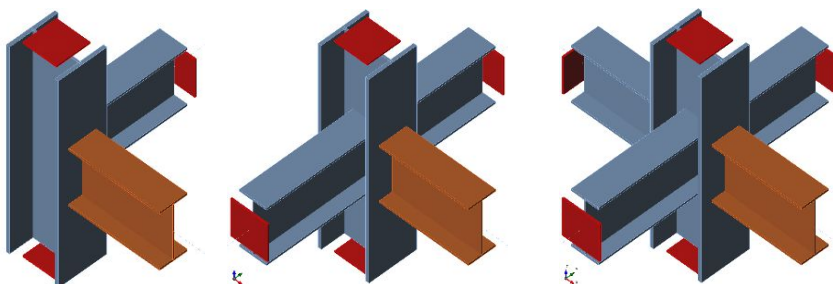
- aplikovány parametry nejvhodnějšího přípoje pro seismické zatížení;
- posudek jednotlivých prvků konstrukce na MSÚ;
- posudek globálního modelu konstrukce na MSP.

3.4 Přípoj pro rámy odolávající momentům

Bude navrženo, posouzeno a analyzováno několik typů přípojí, které se používají pro tento typ konstrukce. Komponenty (desky, šrouby, svary) jednotlivých přípojí jsou voleny optimálně vzhledem k použitým profilům a charakteru konstrukce. Přípoje jsou navrženy tak, aby globální chování konstrukce bylo přibližně stejné pro všechny případy.

Pro každý typ přípoje budou vytvořeny následující 3 případy, které zohledňují polohu styčníku v konstrukci:

- 1) styčník rohový;
- 2) styčník krajní;
- 3) styčník vnitřní.



Obr. 3.07 – Konfigurace styčníků

3.4.1 Styčnick s čelní deskou

Jedná se o běžně navrhovaný styčník s tuhou čelní deskou a výztuhami nad pásnicemi průvlaku. Přípoj je kompletně proveden dílensky a na montáži jsou pouze připojeny průvlaky na sloupy. Všechny svary jsou provedeny jako koutové.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Čelní deska	P25	S355	Dílensky
Výztuhy čelní desky	P10	S355	Dílensky
Šrouby	M24	10.9 – normal	Montážně
Svary	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 434,54 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 435,96 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 441,63 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

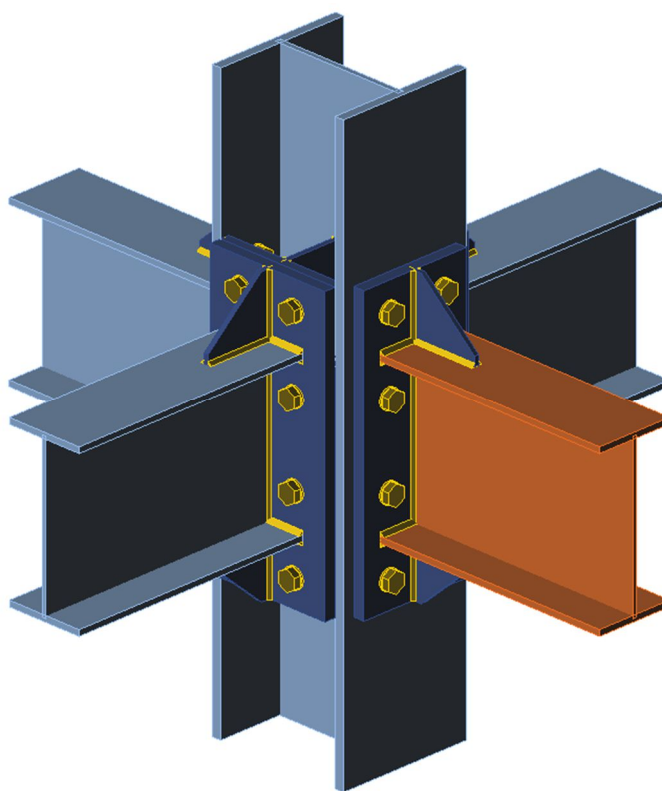
- 1) $S_{j,ini} = 530,52 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 551,40 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 534,18 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

- 1) $\theta_p = 75,90 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 74,30 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 67,50 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník



Obr. 3.08 – Geometrie styčníku

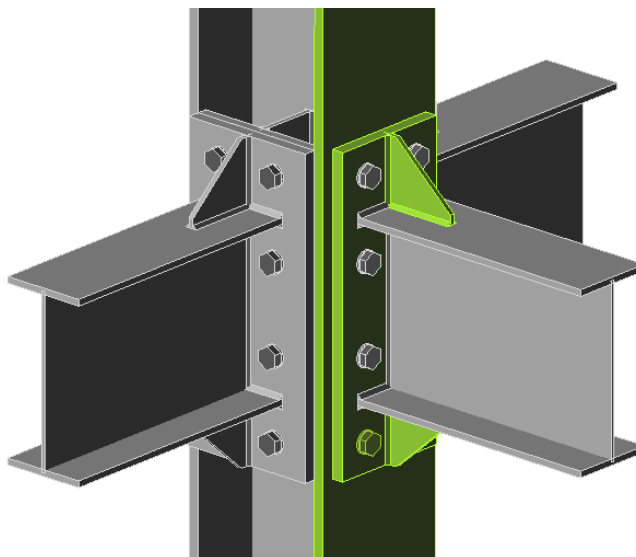
Analýza přípoje

Přípoj bezpečně vyhovuje z hlediska MSÚ, kde mají všechny komponenty přípoje dostatečnou rezervu únosnosti (obr. 3.09). Ovšem z hlediska možného seismického přetížení konstrukce je tento typ přípoje **nepřijatelný** z několika následujících důvodů:

1. K požadovanému minimálnímu natočení přípoje 25 mrad dojde až při přetížení, které je o přibližně **75 % - 90 % vyšší než seismické návrhové zatížení**.
2. Dříve než přípoj dosáhne požadovaného minimálního natočení 25 mrad dojde k **překročení únosnosti spojovacích prostředků** (šroubů i svarů) a to dokazuje, že rotační kapacita je vypočtena pouze na základě limitního přetvoření plechů a nezohledňuje porušení spojovacích prostředků, což odpovídá podmínkám v EC3.
3. Nevhodné konstrukční detaily z hlediska doporučení pro provádění seismických přípojí (viz 3.4.3).

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,2 < 5 \%$	✓
Šrouby	$67,9 < 100 \%$	✓
Svary	$69,4 < 100 \%$	✓
Natočení	0,40 mrad	



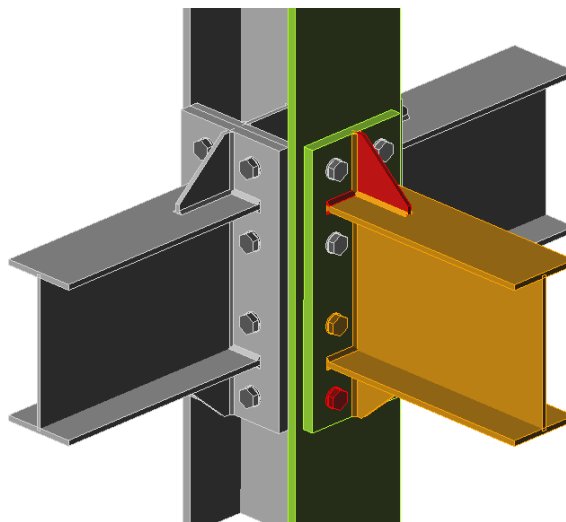
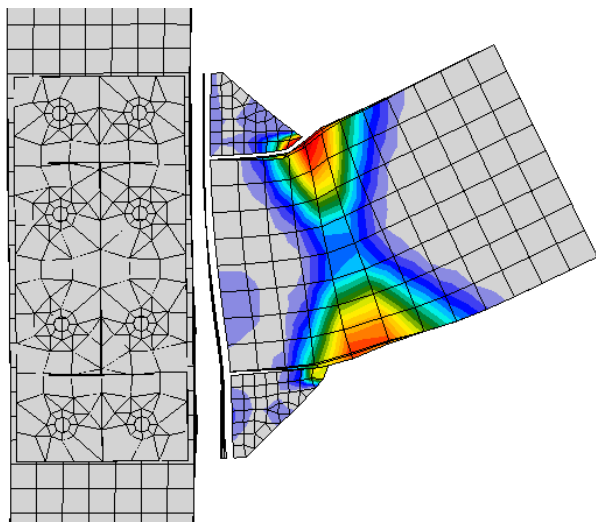
Obr. 3.09 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	190 % x MSÚ	29,90 mrad
Krajní	175 % x MSÚ	31,80 mrad
Vnitřní	186 % x MSÚ	26,80 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$6,5 < 15 \%$	✓
Šrouby	$110 > 100 \%$	✗
Svary	$117 > 100 \%$	✗



Obr. 3.10 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 31,8 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází především za výztuhami čelní desky (na samotném průvlaku), z této skutečnosti budou vycházet i některé z úprav pro seismicky vhodné přípoje (viz 3.4.3).

3.4.2 Svařovaný vyztužený styčník

Jedná se o běžně navrhovaný styčník s montážně přivařenými průvlaky, dílensky jsou osazeny pouze výztuhy sloupu. Všechny svary jsou provedeny jako koutové.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Výztuhy sloupu	P15	S355	Dílensky
Svary – průvlaky	½ tl. přípoj. prvku	-	Montážně
Svary – výztuhy	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 409,51 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 409,51 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 413,29 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

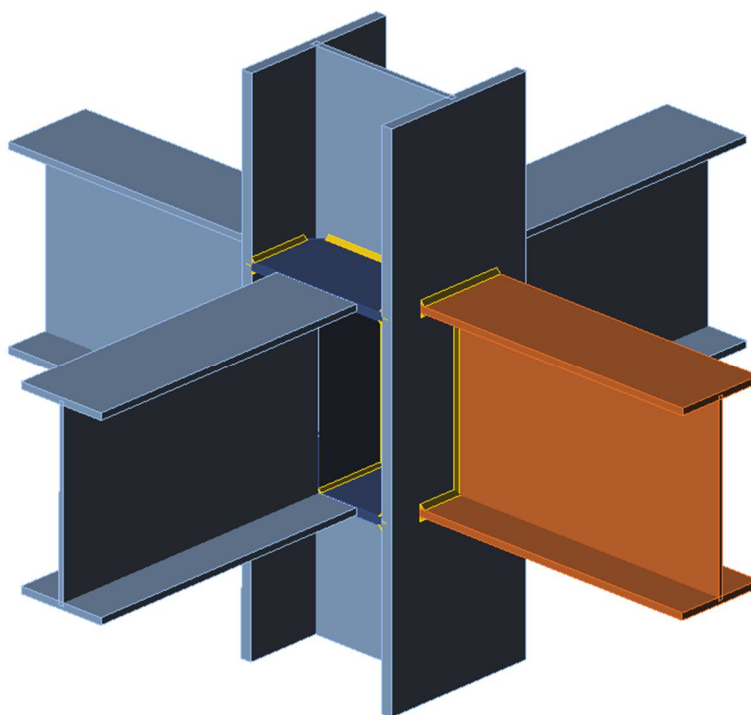
- 1) $S_{j,ini} = 1245,53 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 1660,17 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 6523,20 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

- 1) $\theta_p = 130,90 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 128,90 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 121,80 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník



Obr. 3.11 – Geometrie styčníku

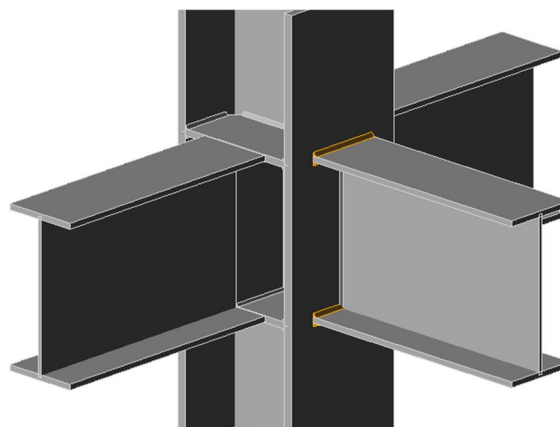
Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, ale využití komponent (především svarů) je již výrazně vyšší než u šroubovaného přípoje a blíží se hranici únosnosti (obr. 3.12). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce je tento typ přípoje také **nepřijatelný** z následujících důvodů:

1. K požadovanému minimálnímu natočení přípoje 25 mrad dojde až při přetížení, které je o přibližně **60 % - 80 % vyšší než seismické návrhové zatížení**.
2. Dříve než přípoj dosáhne požadovaného minimálního natočení 25 mrad dojde k **překročení únosnosti spojovacích prostředků** (svarů) a to dokazuje, že rotační kapacita je vypočtena pouze na základě limitního přetvoření plechů a nezohledňuje porušení spojovacích prostředků, což odpovídá podmínkám v EC3.
3. Nevhodné konstrukční detaily z hlediska doporučení pro provádění seismických přípojí (viz níže).

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,0 < 5 \%$	✓
Šrouby	-	-
Svary	$94,3 < 100 \%$	✓
Natočení	0,10 mrad	



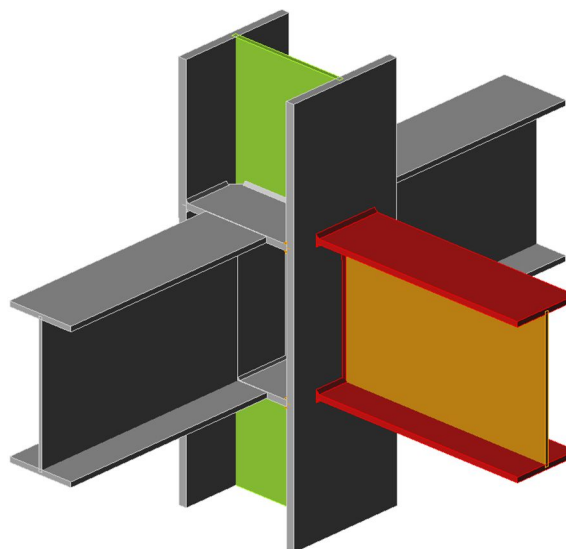
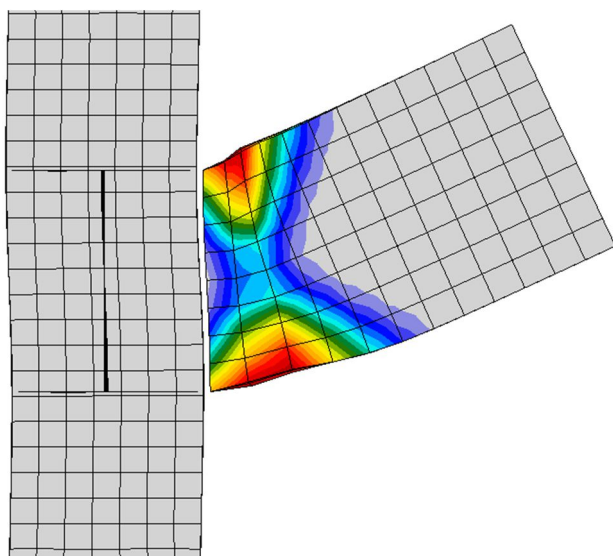
Obr. 3.12 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	177 % x MSÚ	31,10 mrad
Krajní	159 % x MSÚ	31,60 mrad
Vnitřní	170 % x MSÚ	32,80 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$5,0 < 15 \%$	✓
Šrouby	-	-
Svary	$134 > 100 \%$	✗



Obr. 3.13 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 31,6 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází již v místě připojení průvlaku na sloup a zároveň k celkovému natočení již výrazněji přispívá deformace sloupu, která má značně negativní účinky na únosnost stojiny sloupu. Těmto jevům je zapotřebí zabránit vhodnými úpravami pro seismicky namáhané přípoje (viz 3.4.3).

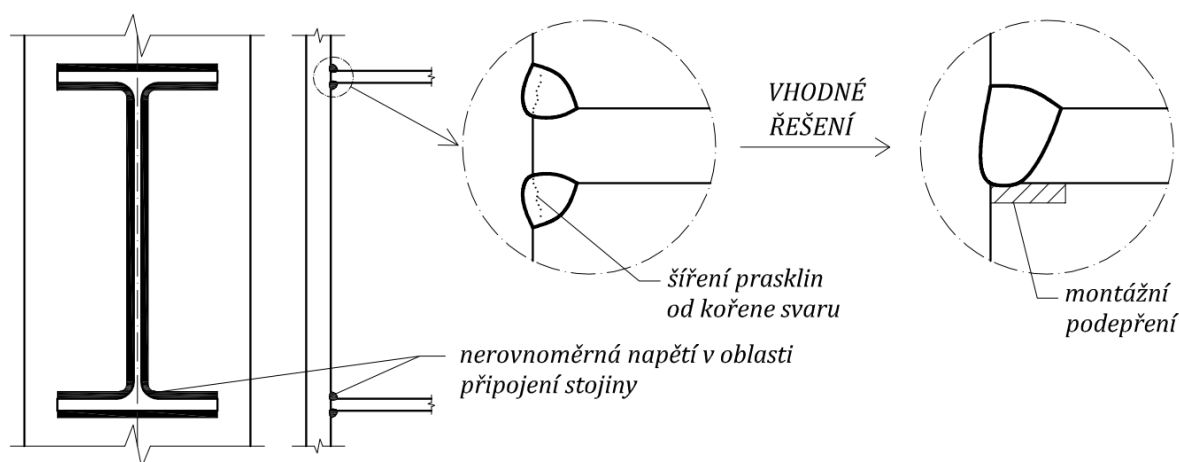
3.4.3 Úpravy pro seismicky namáhané styčníky

Z velkého množství zkoušek a experimentů byla zjištěna řada typických poruch seismicky namáhaných přípojí. Aby byly tyto poruchy u nově budovaných konstrukcí dostatečně eliminovány, bylo specifikováno několik málo detailů a doporučení pro navrhování přípojí.

Převážná většina poruch byla způsobena selháním svarů a nevhodnou koncentrací napětí (přetvoření) v přípoji, čemuž odpovídá i chování přípojí na příkladech výše.

Úpravy pro svary

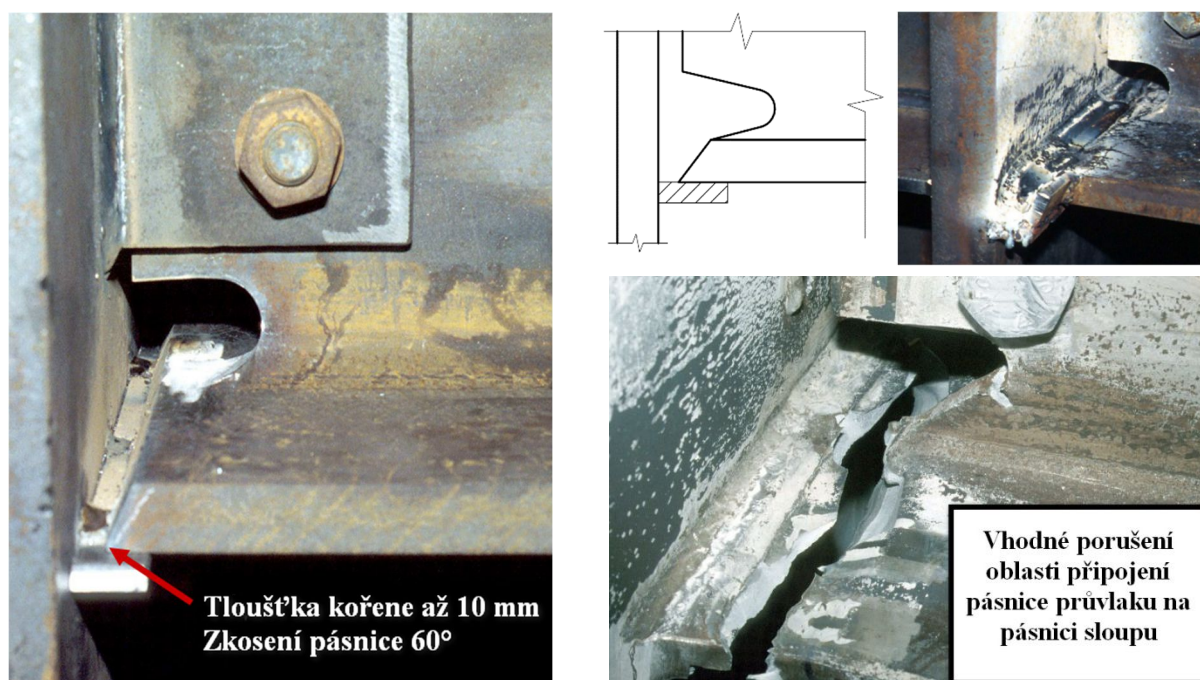
Selhání svarů bylo v četném počtu zkoušek způsobeno nevhodným přídavným materiálem, prasklinami šířícími se od kořene svaru a nerovnoměrným napětím ve svaru.



Obr. 3.14 – Poruchy svarů

Z výsledků zkoušek vyplynula následující doporučení, která zajišťují vhodné chování svarů (porušení v základním materiálu) použitých pro připevnění nosných prvků:

- oboustranné tupé svary pro svařování ve výrobě, eventuálně koutové svary s důkladnou kontrolou svaru;
- jednostranné tupé svary pro svařování na montáži – oboustranné tupé nejsou možné z důvodu svařování nad hlavou;
- důkladná kontrola provaření kořene;
- vhodnější svařování v ochranné atmosféře – zaručuje vyšší tažnost svaru;
- ochranná opatření proti vzniku trhlin v kořeni svaru připojující pásnici průvlaku na pásnici sloupu:
 - průběžný svar na celou šířku pásnice;
 - výpal ve stěně průvlaku pro usnadnění přístupu elektrody, bylo zjištěno, že vhodná úprava tohoto výpalu (rozměry jsou závislé na tloušťce připojované pásnice) výrazně ovlivňuje tvar a únosnost svaru.



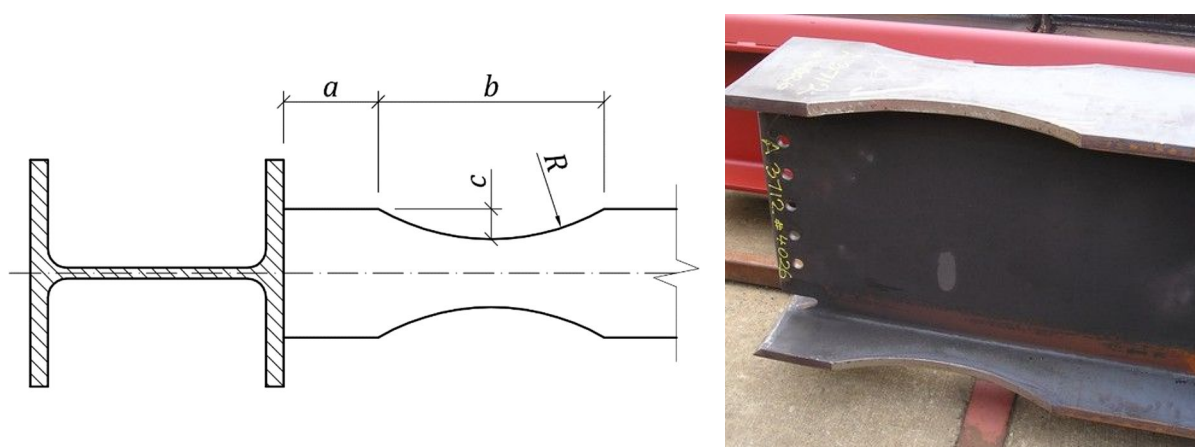
Obr. 3.15 – Úprava stojiny pro připojení pásnice [22]

Úpravy pro koncentraci napětí

Poruchy vyplývající z nevhodné koncentrace napětí se projevují především kolapsem spojovacích prostředků v oblastech s vysokou koncentrací napětí. Řešením těchto poruch jsou taková opatření, která způsobí, že ke koncentraci napětí dojde v oblastech, kde je možné plně využít tažnosti oceli především připojovaných prvků a zároveň by tato oblast reprezentující plastický kloub měla být dostatečně dlouhá, aby eliminovala účinky lokální ztráty stability.

Změny oblasti s koncentrací napětí je možné dosáhnout s následujícími opatřeními:

- použití třecích spojů s vysokopevnostními šrouby (kategorie spojů C – spoje odolné proti prokluzu v MSÚ);
- oslabení pásnic připojovaného prvku tak, aby koncentrace napětí vznikala právě v oblasti tohoto oslabení (rozměry jsou závislé na dimenzích připojovaného prvku).



Obr. 3.16 – Redukce pásnice nosníku [23]

3.4.4 Styčník 01 - čelní deska – seismické úpravy

Koncepčně se jedná o totožný styčník jako v 3.4.1, ale jsou na něm provedeny výše zmíněné úpravy pro seismicky namáhané styčníky. Jedná se o nahrazení koutových svarů v oblasti čelní desky, výpaly pro vhodné svařování tupými svary, oslabení pásnice průvlaku a použití třecích spojů.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Čelní deska	P25	S355	Dílensky
Výztuhy čelní desky	P10	S355	Dílensky
Šrouby	M24	10.9 – třecí spoj	Montážně
Svary – výztuhy sloupu	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – čelní deska	Tupé na celou tl.	-	Dílensky

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 310,32 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 311,26 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 316,93 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

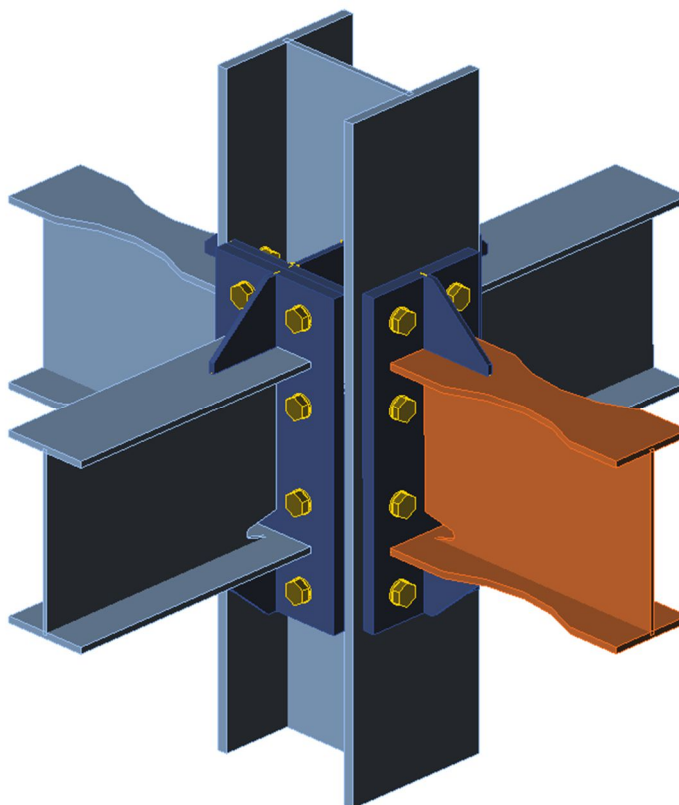
- 1) $S_{j,ini} = 259,05 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 267,75 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 255,66 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

- 1) $\theta_p = 92,40 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 92,10 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 94,40 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník



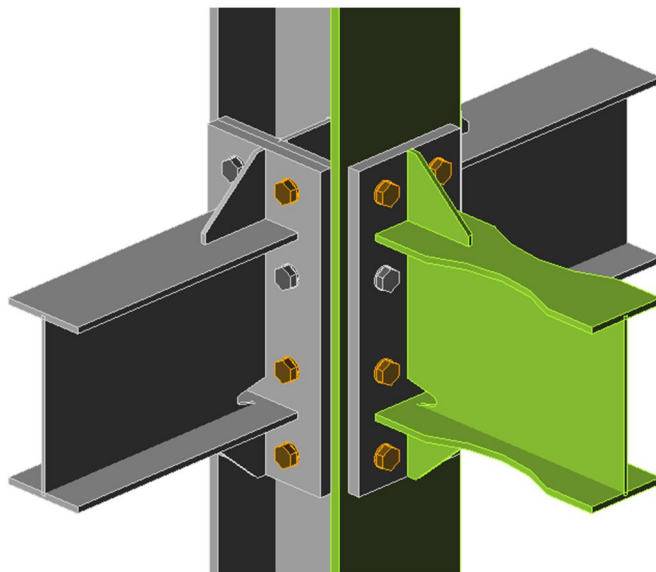
Obr. 3.17 – Geometrie styčníku

Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou na hranici únosnosti využity přepjaté šrouby, u nichž je předpokládáno, že při přetížení dojde k prokluzu šroubů a dále budou posuzovány na stříh a otláčení (obr. 3.18). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce, přípoj vyhovuje s dostatečnou rezervou, ale nesplňuje podmínku na odolnost šroubů ve stříhu, která má být minimálně o 20 % vyšší než odolnost plechů v otláčení.

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,3 < 5 \%$	✓
Šrouby	$98,7 < 100 \%$	✓
Svary	$23,6 < 100 \%$	✓
Natočení	1,10 mrad	



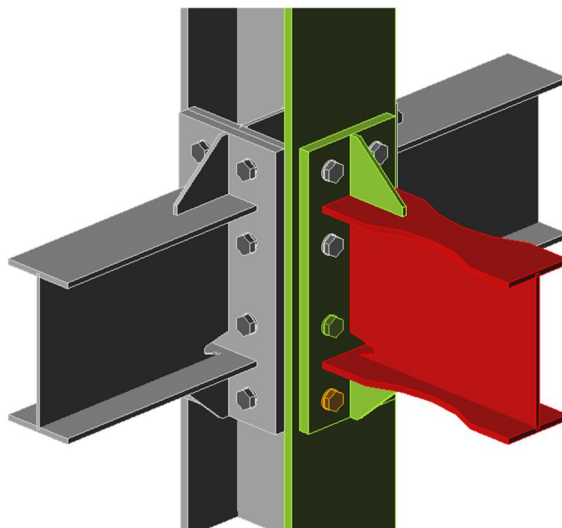
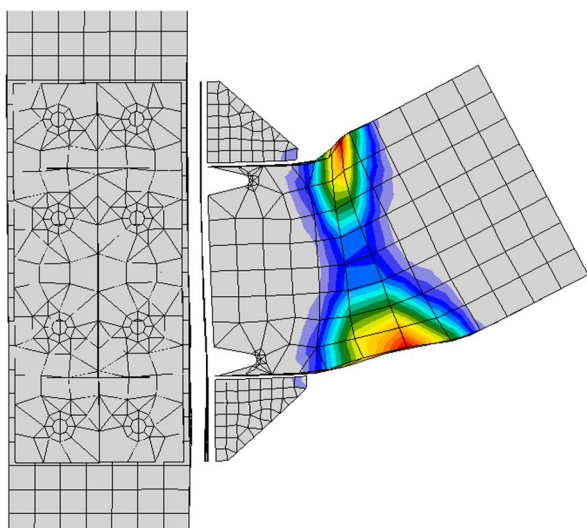
Obr. 3.18 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	136 % x MSÚ	25,60 mrad
Krajní	125 % x MSÚ	28,30 mrad
Vnitřní	132 % x MSÚ	34,00 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$7,7 < 15 \%$	✓
Šrouby	$85,8 < 100 \%$	✓
Svary	$31,1 < 100 \%$	✓



Obr. 3.19 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 28,3 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází opět především za výztuhami čelní desky (na samotném průvlaku), ale zároveň je zapotřebí si všimnout, že do deformace se již výrazně méně zapojují čelní deska s výztuhami, což zaručuje nižší namáhání spojovacích prostředků.

3.4.5 Styčník 02 - svařovaný vyztužený styčník – seismické úpravy

Koncepčně se jedná o totožný styčník jako v 3.4.2, ale jsou na něm provedeny výše zmíněné úpravy pro seismicky namáhané styčníky. Jedná se o nahrazení koutových svarů připojujících průvlak, výpaly pro vhodné svařování tupými svary a oslabení pásnice průvlaku.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Výztuhy sloupu	P15	S355	Dílensky
Svary – průvlaky	Tupé na celou tl.	-	Montážně
Svary – výztuhy	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 306,54 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 306,54 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 312,21 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

- 1) $S_{j,ini} = 234,13 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 245,81 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 356,17 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

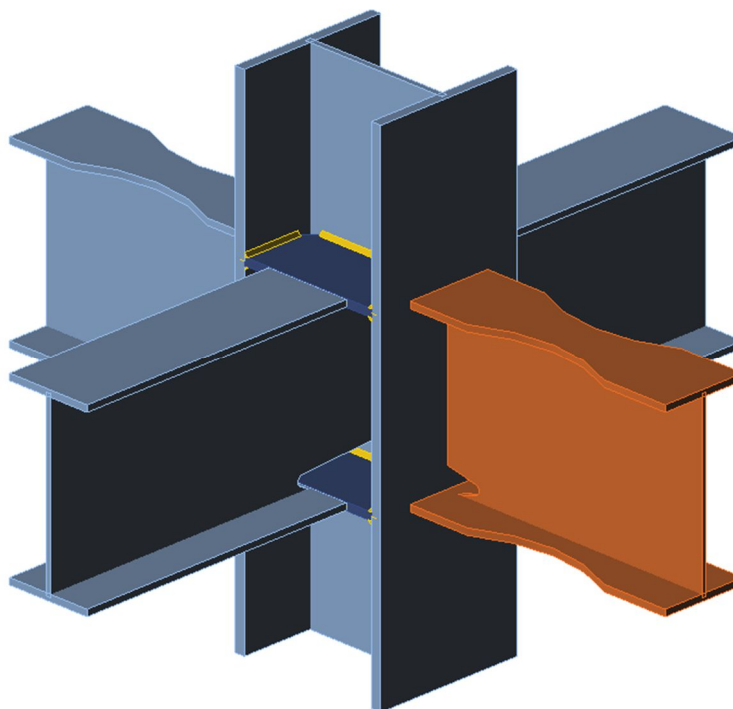
- 1) $\theta_p = 92,70 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 90,80 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 91,60 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník

Analýza přípoje

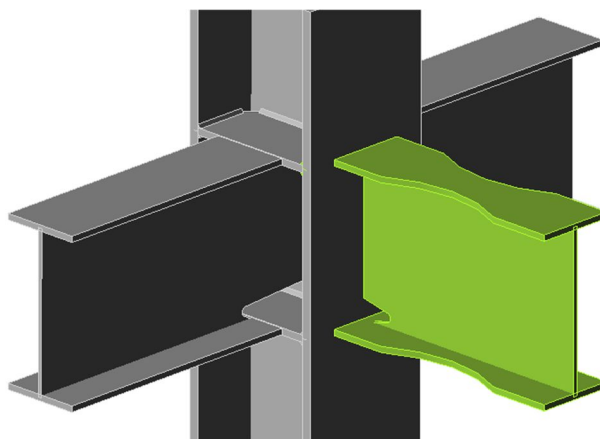
Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde mají všechny komponenty dostatečnou rezervu únosnosti (obr. 3.21). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce, přípoj vyhovuje také s dostatečnou rezervou.



Obr. 3.20 – Geometrie styčníku

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,5 < 5 \%$	✓
Šrouby	-	-
Svary	$60,9 < 100 \%$	✓
Natočení	1,30 mrad	



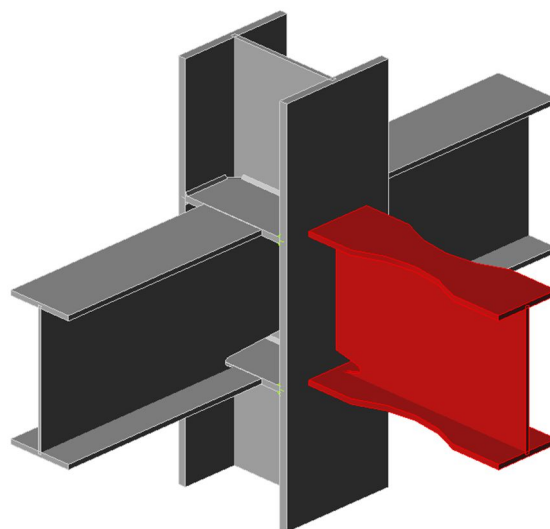
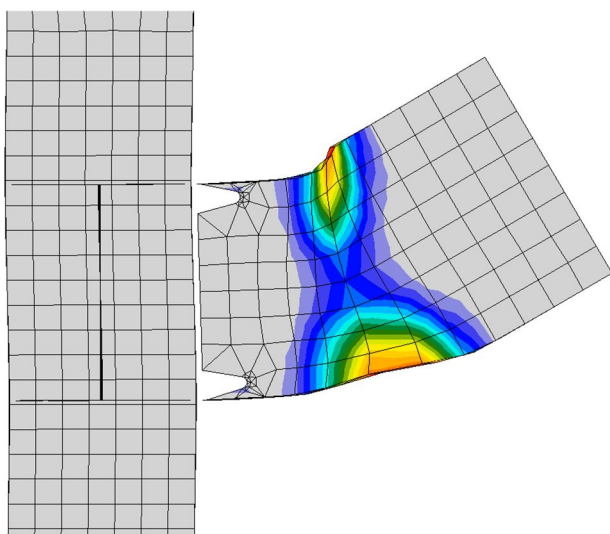
Obr. 3.21 –Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Applikované zatížení	Natočení
Rohový	135 % x MSÚ	27,60 mrad
Krajní	121 % x MSÚ	26,40 mrad
Vnitřní	128 % x MSÚ	25,90 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$9,3 < 15 \%$	✓
Šrouby	-	-
Svary	$73,3 > 100 \%$	✓



Obr. 3.22 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 26,4 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází v místě oslabení pásnic. Tento tvar deformace je způsoben především přetvořením pásnic, kdy u spodní pásnice dochází k protažení a u horní pásnice k lokálnímu zvlnění, což není příliš žádoucí, tomuto problému bude věnována pozornost při výběru vhodného typu přípoje na konci kapitoly.

3.4.6 Styčník 03 – vyztužené šroubované pásnice i stojina

Jedná se o styčník, kde je průvlak šroubově připojen přes pásnice i stojinu na dílensky navařené plechy, jejichž průřezová plocha přibližně odpovídá průřezové ploše průvlaku. Na přípoji jsou provedeny úpravy pro seismicky namáhané styčníky. Jedná se o použití tupých svarů, oslabení pásnic a třecí spoje.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Výztuhy pásnic	P12	S355	Dílensky
Výztuha stojiny	P8	S355	Dílensky
Šrouby – pásnice	M24	10.9 – třecí spoj	Montážně
Šrouby – stojiny	M20	10.9 – třecí spoj	Montážně
Svary – výztuhy sloupu	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – výztuhy průvlaku	Tupé na celou tl.	-	Dílensky

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 350,94 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 350,47 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 358,97 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

- 1) $S_{j,ini} = 482,55 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 606,06 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 7158,73 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

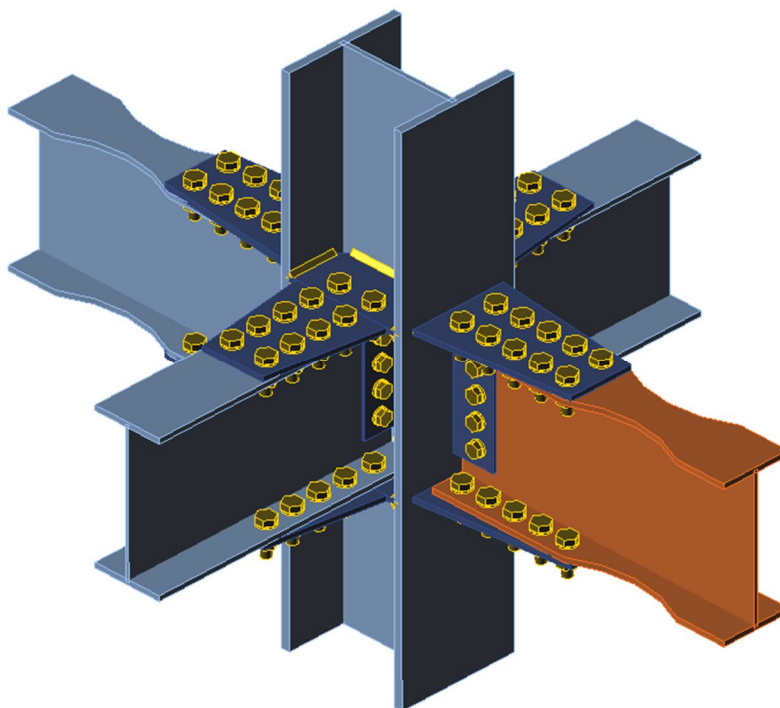
- 1) $\theta_p = 110,20 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 110,70 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 114,20 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník

Analýza přípoje

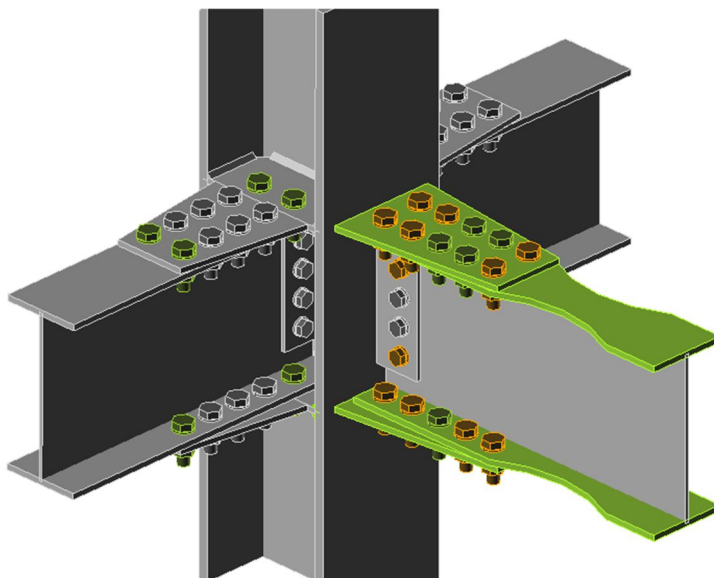
Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou na hranici únosnosti využity přepjaté šrouby, u nichž je předpokládáno, že při přetížení dojde k prokluzu šroubů a dále budou posuzovány na stříh a otláčení (obr. 3.24). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce, přípoj vyhovuje s dostatečnou rezervou, ale nesplňuje podmínku na odolnost šroubů ve stříhu, která má být minimálně o 20 % vyšší než odolnost plechů v otláčení.



Obr. 3.23 – Geometrie styčníku

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,1 < 5 \%$	✓
Šrouby	$98,6 < 100 \%$	✓
Svary	$61,0 < 100 \%$	✓
Natočení	0,50 mrad	



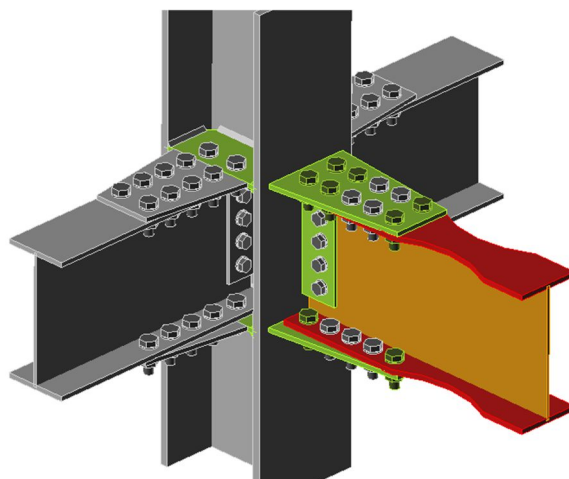
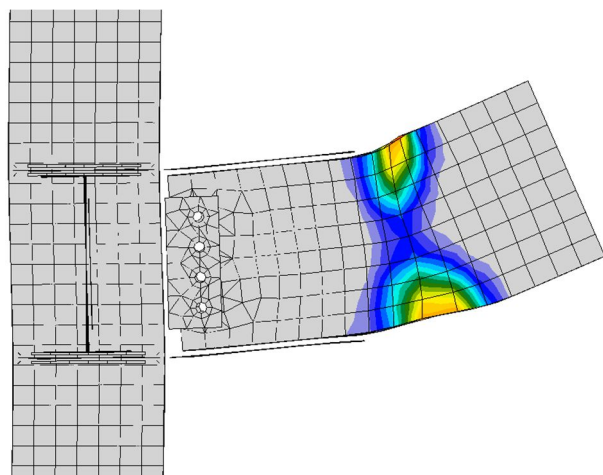
Obr. 3.24 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	146 % x MSÚ	26,50 mrad
Krajní	131 % x MSÚ	26,70 mrad
Vnitřní	141 % x MSÚ	34,00 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$5,6 < 15 \%$	✓
Šrouby	$68,1 < 100 \%$	✓
Svary	$76,9 < 100 \%$	✓



Obr. 3.25 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 26,70 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází až za výztuhami pásnic v místě jejich oslabení, což je už poměrně daleko od osy sloupu a tím klesá význam daného oslabení, protože v tomto místě už jsou značně menší vnitřní síly.

3.4.7 Styčník 04 – vyztužené přivařené pásnice a šroubovaná stojina

Jedná se o styčník, kde je průvlak montážně připojen přes pásnici i stojinu na dílensky navařené plechy, jejichž průřezová plocha přibližně odpovídá průřezové ploše průvlastku. Připojení pásnic je provedeno koutovými svary a připojení stojiny je provedeno třecím spojem. Na přípoji jsou provedeny úpravy pro seismicky namáhané styčníky. Jedná se o použití tupých svarů, oslabení pásnic a třecí spoje.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Výztuhy pásnic	P12	S355	Dílensky
Výztuha stojiny	P5	S235	Dílensky
Šrouby – stojiny	M20	10.9 – třecí spoj	Montážně
Svary – výztuhy sloupu	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – výztuhy průvlastku	Tupé na celou tl.	-	Dílensky
Svary – připojení průvlastku	½ tl. přípoj. prvku	-	Montážně

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 325,91 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 325,91 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 325,91 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

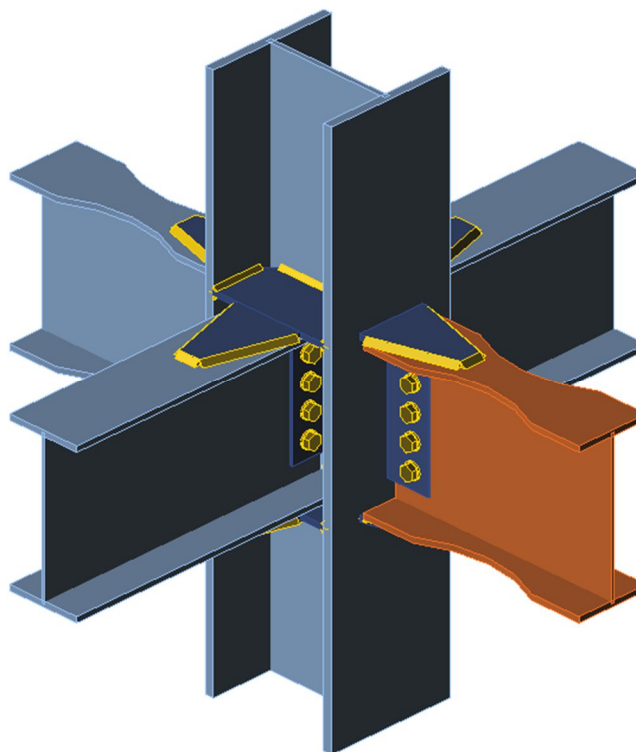
- 1) $S_{j,ini} = 258,26 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 276,58 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 409,79 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

- 1) $\theta_p = 99,40 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 99,30 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 98,90 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník



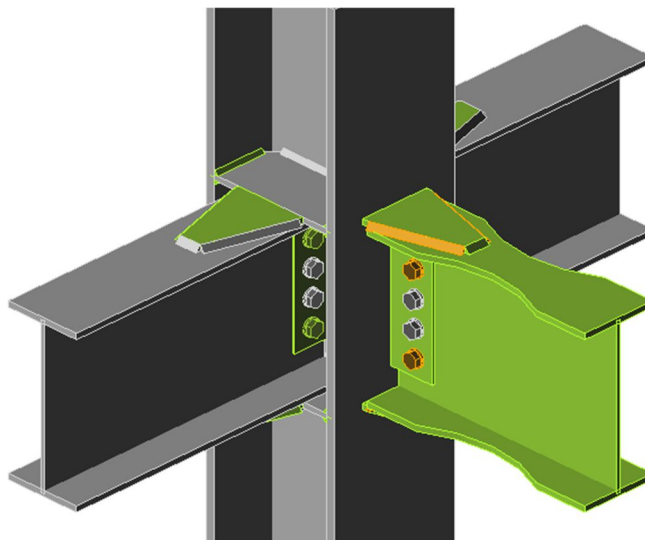
Obr. 3.26 – Geometrie styčníku

Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou na hranici únosnosti využity svary připojující pásnici průvlastku a přepjaté šrouby, u nichž je předpokládáno, že při přetížení dojde k prokluzu šroubů a dále budou posuzovány na stříh a otláčení (obr. 3.27). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce, přípoj vyhovuje, ale díky nevhodné koncentraci napětí ve svarech je na hranici využitelnosti.

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,2 < 5 \%$	✓
Šrouby	$98,3 < 100 \%$	✓
Svary	$98,0 < 100 \%$	✓
Natočení	0,80 mrad	



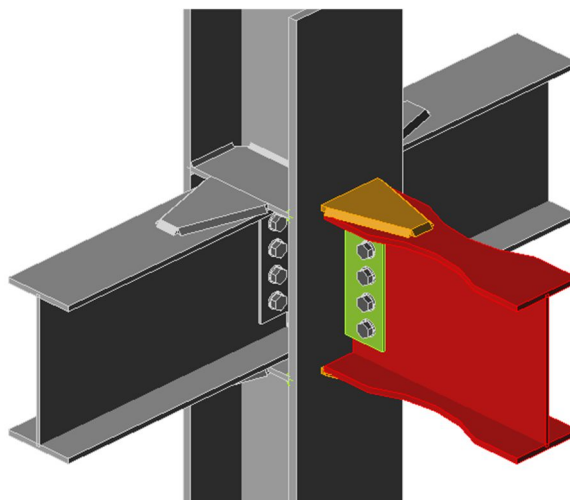
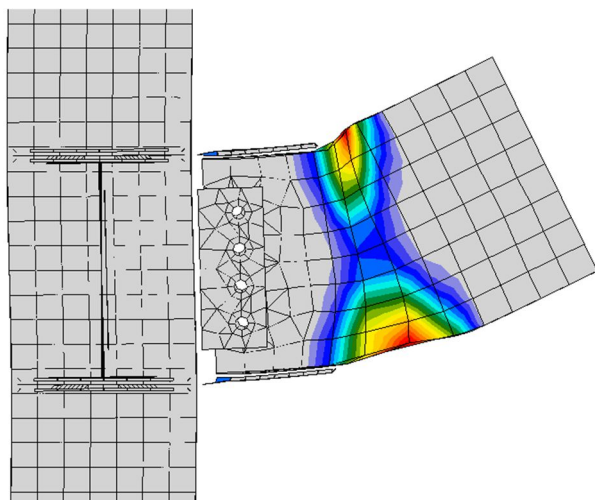
Obr. 3.27 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	136 % x MSÚ	35,00 mrad
Krajní	121 % x MSÚ	26,40 mrad
Vnitřní	130 % x MSÚ	26,40 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$6,8 < 15 \%$	✓
Šrouby	$35,6 < 100 \%$	✓
Svary	$98,6 < 100 \%$	✓



Obr. 3.28 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 26,4 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že k rozhodujícím deformacím při limitním natočení dochází až za výztuhami pásnic v místě jejich oslabení, ale zároveň také dochází ke značným deformacím v místě připojení výztuh na sloup, kde dochází k náhlé změně tuhosti.

3.4.8 Styčník 05 – přivařené pásnice a šroubovaná stojina

Jedná se o atypický styčník, který je doporučován právě pro seismicky namáhané konstrukce. Styčník kombinuje připojení pásnic montážními tupými svary a šroubové připojení stojiny.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Výztuhy sloupu	P15	S355	Dílensky
Výztuha stojiny	P5	S235	Dílensky
Šrouby – stojiny	M20	10.9 – třecí spoj	Montážně
Svary – výztuhy sloupu	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – připojení průvlastku	Tupé na celou tl.	-	Montážně

Parametry styčníku

Ohybová únosnost:

- 1) $M_{j,Rd} = 295,20 \text{ kNm}$
- 2) $M_{j,Rd} = 295,68 \text{ kNm}$
- 3) $M_{j,Rd} = 297,57 \text{ kNm}$

Počáteční rotační tuhost:

- 1) $S_{j,ini} = 223,96 \text{ MNm/rad}$
- 2) $S_{j,ini} = 236,68 \text{ MNm/rad}$
- 3) $S_{j,ini} = 326,23 \text{ MNm/rad}$

Rotační kapacita:

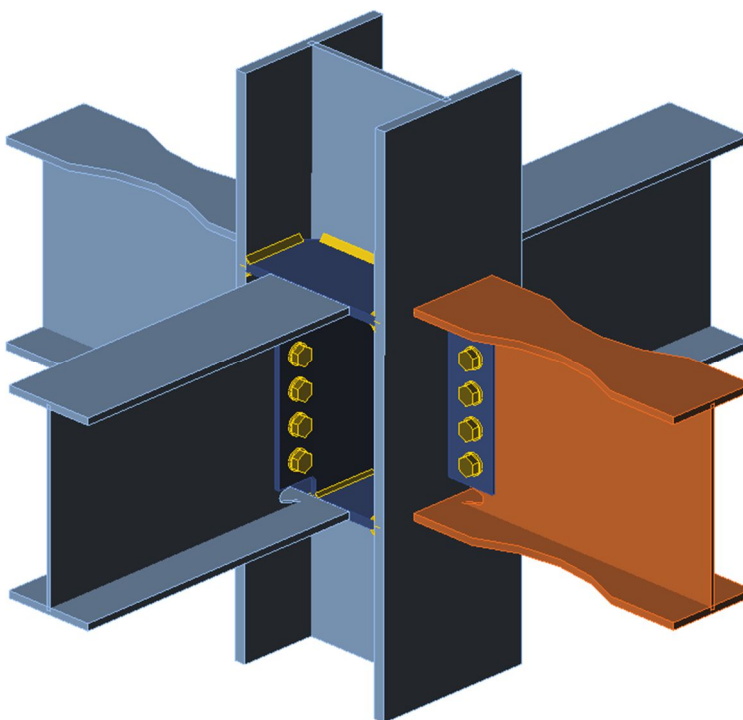
- 1) $\theta_p = 31,10 \text{ mrad}$
- 2) $\theta_p = 30,50 \text{ mrad}$
- 3) $\theta_p = 26,20 \text{ mrad}$

Třída styčníku:

Tuhý styčník

Analýza přípoje

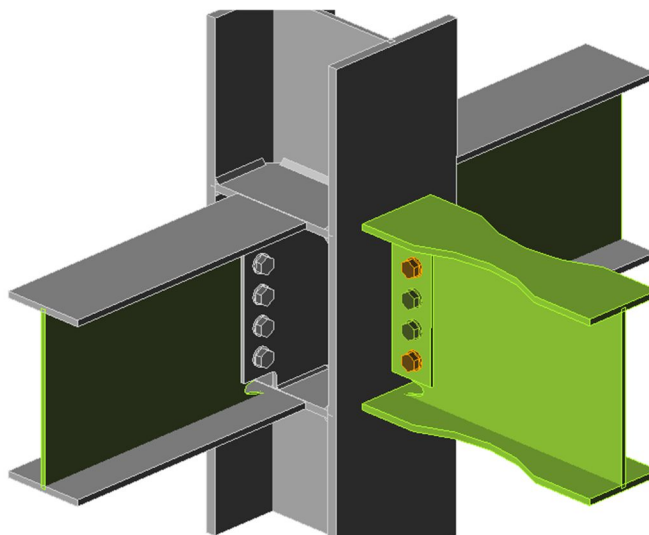
Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou na hranici únosnosti využity přepjaté šrouby, u nichž je předpokládáno, že při přetížení dojde k prokluzu šroubů a dále budou posuzovány na stříh a otláčení (obr. 3.30). Z hlediska možného seismického přetížení konstrukce, přípoj vyhovuje s dostatečnou rezervou únosnosti všech komponent.



Obr. 3.29 – Geometrie styčníku

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,9 < 5 \%$	✓
Šrouby	$98,2 < 100 \%$	✓
Svary	$45,5 < 100 \%$	✓
Natočení	1,30 mrad	



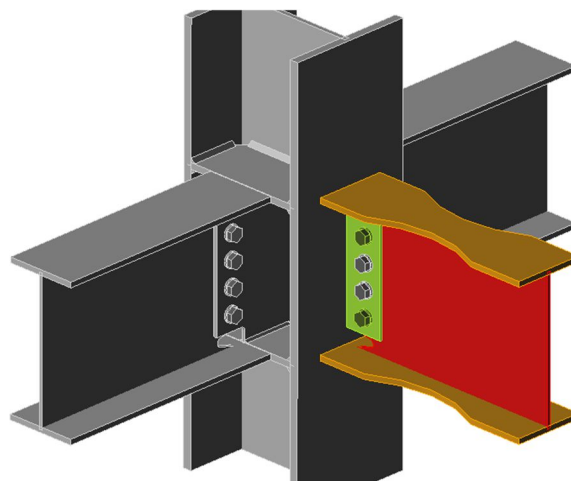
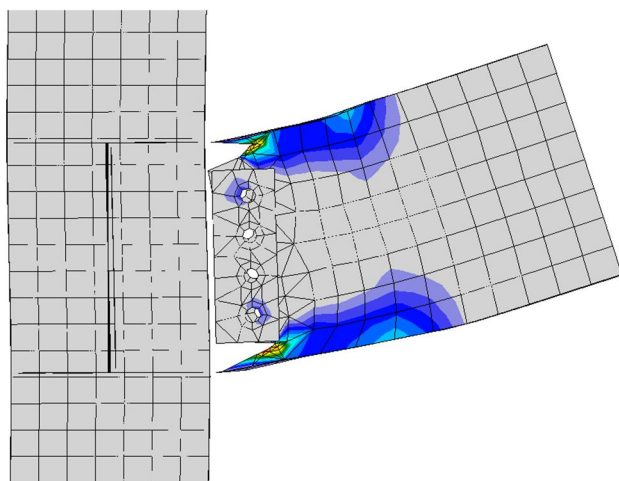
Obr. 3.30 – Posudek MSÚ

Ověření minimálního natočení 25 mrad

Model	Aplikované zatížení	Natočení
Rohový	131 % x MSÚ	31,00 mrad
Krajní	121 % x MSÚ	26,10 mrad
Vnitřní	124 % x MSÚ	25,10 mrad

Posudek při minimálním natočení

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$13,4 < 15 \%$	✓
Šrouby	$68,4 < 100 \%$	✓
Svary	$55,7 < 100 \%$	✓

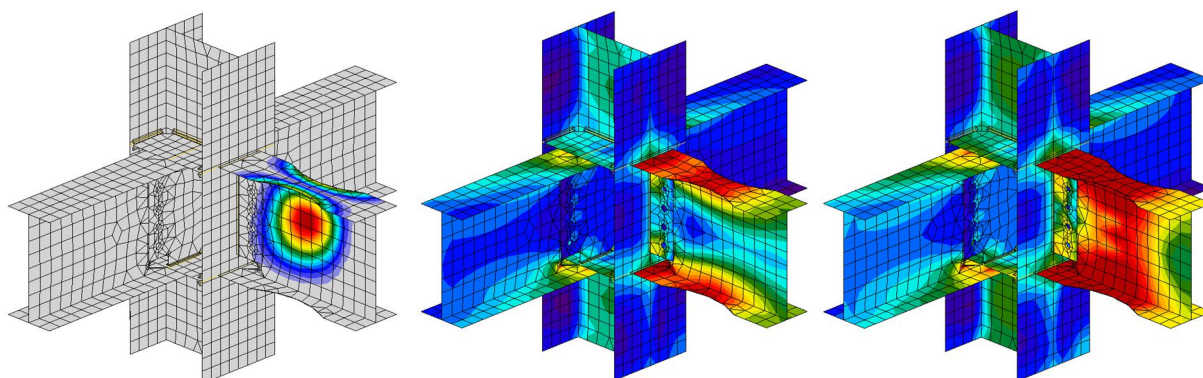


Obr. 3.31 – Tvar přetvoření a posudek komponent přípoje při natočení 26,10 mrad

Na obrázku výše si můžeme všimnout, že průběh přetvoření při limitním natočení je výrazně odlišný oproti předchozím přípojům, kde docházelo k deformacím především v místě oslabení pásnice. V tomto případě dochází k rozhodujícímu přetvoření na konci výpalu pro svar, což ovšem dokonale neodpovídá skutečnosti, jelikož se jedná o deskostěnový model, který nezohledňuje zaoblení rohů na přechodu mezi pásnicí a stojinou. Vyjma tohoto lokálního účinku je přetvoření rovnoměrně rozloženo (poměrné přetvoření do 3%) od přivařeného konce pásnice po oblast oslabení pásnice.

3.4.9 Lokální ztráta stability

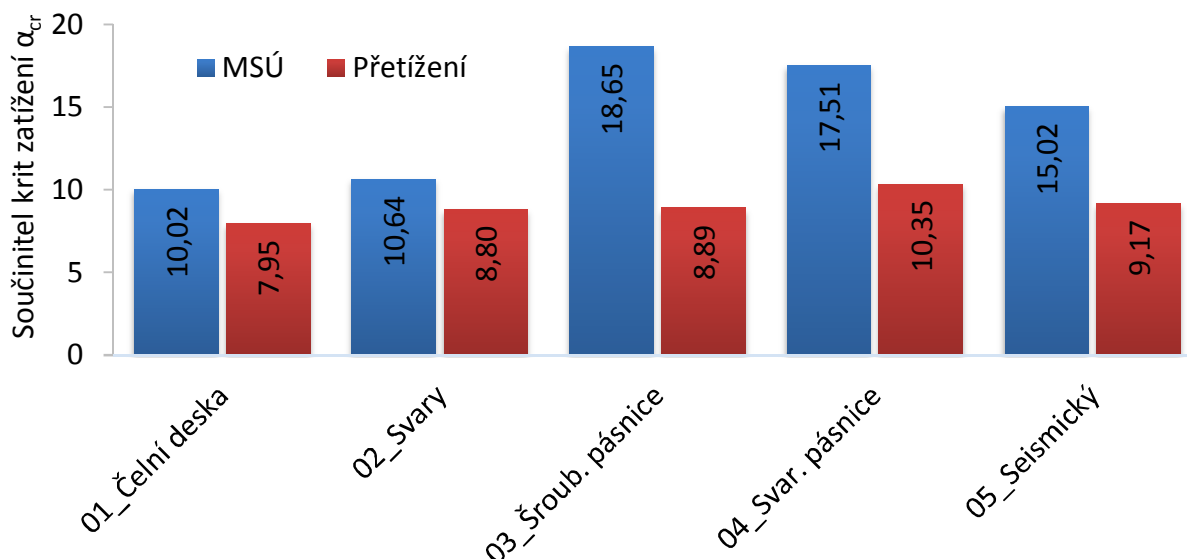
Na všech výše zmíněných styčnicích byla ověřována i lokální ztráta stability boulením stěn, která se ve všech případech projevovала stejným prvním vlastním tvarem vybočení, ale s odlišnými hodnotami součinitele kritického zatížení α_{cr} . Ztráta stability byla ověřována pro oba případy zatěžování (MSÚ a seismické přetížení – minimální natočení).



Obr. 3.32 – Tvar vybočení, napětí při MSÚ a napětí při minimálním natočení 25 mrad

V levé části obrázku výše si můžeme všimnout, že k eventuálnímu boulení stěn dochází v tlačené části průřezu v prostoru pod oslabením pásnice. Ve střední a pravé části obrázku je znázorněno rozložení napětí po průřezu, kde při MSÚ dochází pouze k lokálním účinkům napětí na mezi kluzu, a naopak při možném přetížení je napětí koncentrováno do oblasti oslabení pásnic.

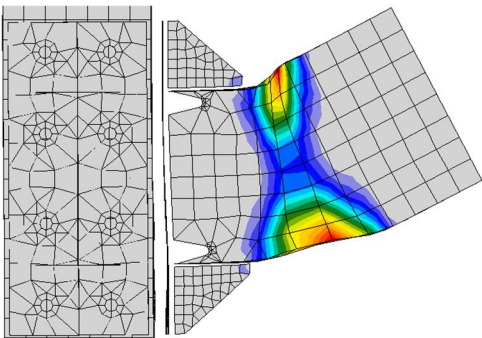
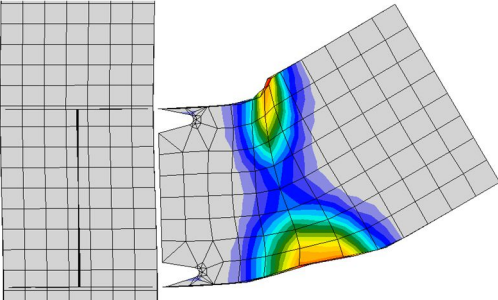
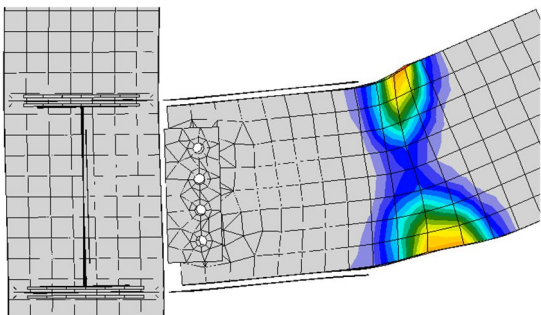
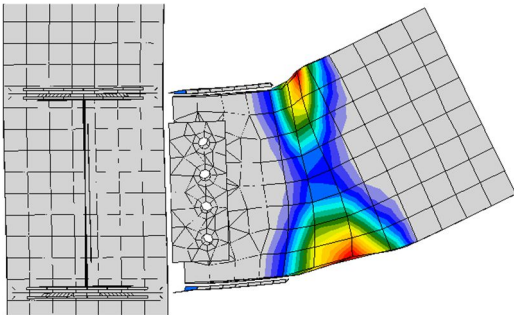
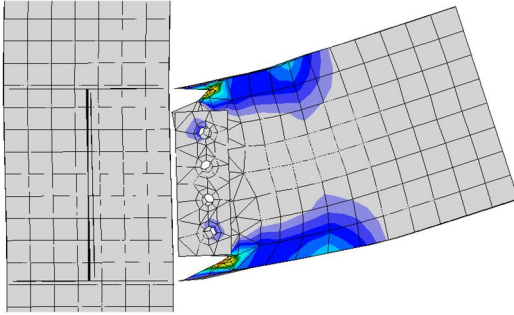
Srovnání součinitele kritického zatížení α_{cr}

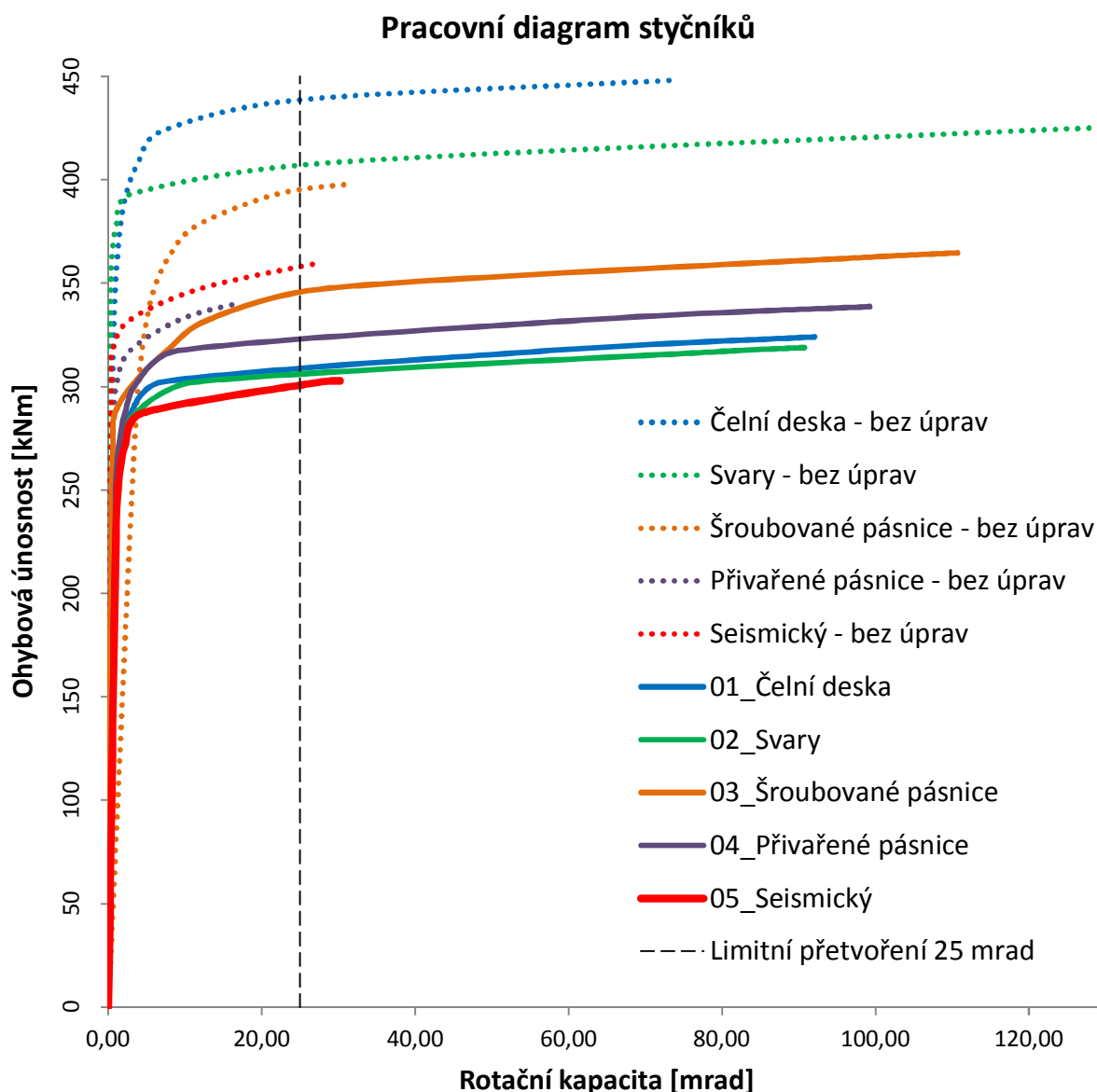


V grafu výše si můžeme všimnout výrazných rozdílů v hodnotách součinitele kritického zatížení mezi jednotlivými přípoji, což odpovídá různým koncentracím napětí v daných případech. Zatímco hodnoty při MSÚ se výrazně liší, hodnoty při limitním natočení jsou prakticky srovnatelné, což je důkazem funkčnosti úpravy oslabení pásnic, která zapříčiní, že u všech přípojí dochází k podobné koncentraci napětí.

Hodnoty α_{cr} kolem 10 zároveň ukazují na vhodný výběr použitých profilů.

3.4.10 Srovnání

Ozn.	$M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$	MSÚ		Přetížení		Defomace
			Pos.	α_{cr}	Pos.	α_{cr}	
01_Čelní deska	311,26 kNm	267,75 MNm/rad	98,70 %	10,02 -	85,80 %	7,95 -	
02_Svary	306,54 kNm	245,81 MNm/rad	60,90 %	10,64 -	73,30 %	8,80 -	
03_Šroub. pásnice	350,47 kNm	606,06 MNm/rad	98,60 %	18,65 -	76,90 %	8,89 -	
04_Svar. pásnice	325,91 kNm	276,58 MNm/rad	98,30 %	17,51 -	98,60 %	10,35 -	
05_Seismický	295,68 kNm	236,68 MNm/rad	98,20 %	15,02 -	68,40 %	9,17 -	



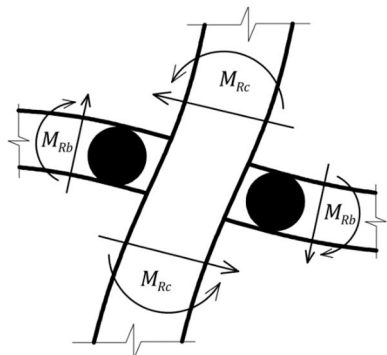
Z tabulky a grafu výše je zřejmé, že před úpravami měly jednotlivé styčníky značně odlišné parametry, naproti tomu po úpravách pro seismicky vhodné styčníky se jejich chování relativně sjednotilo a jednotlivé parametry jsou srovnatelné, proto při jejich použití v globálním modelu konstrukce dosáhneme téměř totožných výsledků.

Jelikož všechny přípoje vyhovují z hlediska MSÚ i možného seismického přetížení, o vhodnosti použití daného typu přípoje rozhoduje především průběh deformace při seismickém přetížení. Z tohoto hlediska většina přípojů vykazuje nevhodné chování v oblasti oslabení horní pásnice, kde dochází k lokálnímu zvlnění, což je doprovázeno nadměrným protažením spodní pásnice. Jediným případem, u kterého se tento typ poruchy výrazněji neprojevuje je přípoj s přivařenými pásnicemi a šroubovanou stojinou a z tohoto důvodu byl vybrán pro použití v konstrukci.

3.4.11 Ověření podmínek dle EN 1998

Podmínka lokální ductility

Jedná se o podmínku dostatečné odolnosti sloupů u rámově tuhých konstrukcí (viz 3.1), která je opatřením proti vzniku tzv. měkkého podlaží.



$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}$$

$$M_{Rc} = M_{pl,y,HEB320} = 762,25 \text{ kNm} \quad \dots \text{viz 2.9.1}$$

$$M_{Rb} = M_{j,Rd} = 297,09 \text{ kNm} \quad \dots \text{viz 3.4.8}$$

$$2 \cdot 762,25 > 1,3 \cdot 2 \cdot 297,09$$

$$1524,5 \text{ kNm} > 772,42 \text{ kNm} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Obr. 3.33 – Podmínka odolnosti sloupů

Podmínka odolnosti šroubů

Jedná se o podmínku dostatečné odolnosti šroubů, která zaručuje, že nedojde k přestřižení šroubů.

$$F_{v,Rd} > 1,2 F_{b,Rd}$$

Únosnost ve stříhu

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 1 \cdot \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 245}{1,25} = 98,00 \text{ kN}$$

Únosnost v otláčení

- rozhodující z hlediska otláčení bude plech přivařený ke sloupu, jelikož právě kvůli podmínce odolnosti šroubů je navržen s nižší tloušťkou i pevností;
- ve výpočtu součinitele α nebudou zohledněny podmínky pro vytržení okraje a protržení otvoru, které jsou ošetřeny limitním přetvořením plechů ve výpočtovém modelu styčnicku.

$$k_1 = \min\{2,8 \cdot e_1/d_0 - 1,7 = 2,8 \cdot 40/22 - 1,7 = 3,39; 2,5\} = 2,5$$

$$\alpha = \min\left\{f_{ub}/f_u = 1000/360 = 2,78; 1,0\right\} = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 360 \cdot 20 \cdot 5}{1,25} = 72,00 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 98,00 \text{ kN} > 1,2 F_{b,Rd} = 1,2 \cdot 72,00 = 86,4 \text{ kN} \quad \dots \text{ VYHOVUJE}$$

Podmínka odolnosti lokální oblasti sloupů a spoje nosníku se sloupem

Tyto podmínky jsou závislé především na odolnosti pásnic a stojin jednotlivých nosníků a na případném vyztužení průřezu. Podmínky byly ověřeny na výpočetním modelu styčnicku (viz 3.4.8), kde byly převedeny na problém poměrného přetvoření a lokální ztráty stability.

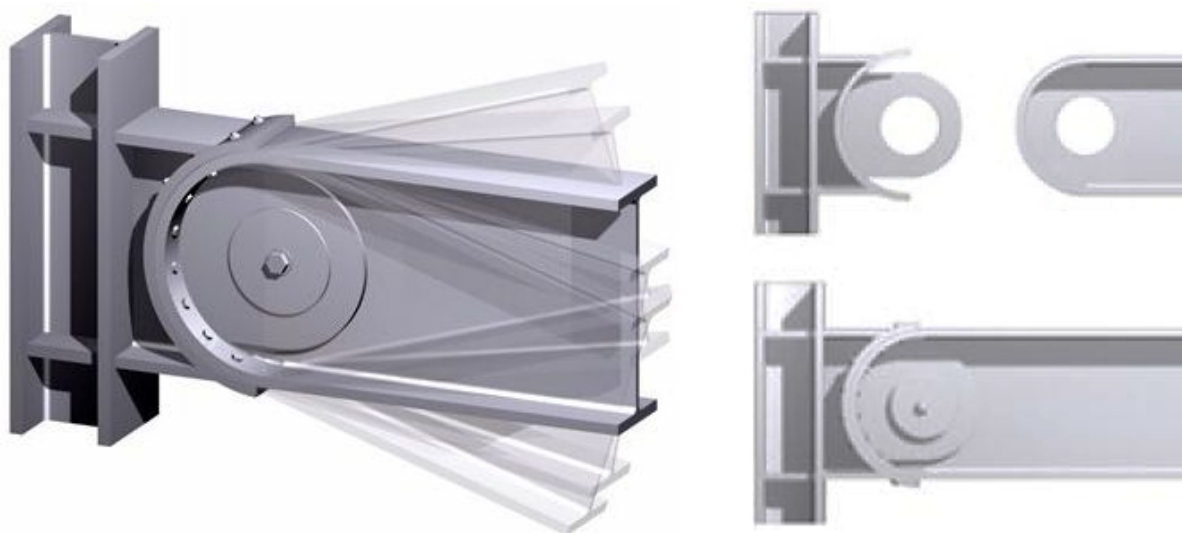
3.4.12 Specifické řešení rámu odolávajících momentům

Jelikož při možném seismickém přetížení konstrukce, dojde u všech výše zmíněných přípojí k plastickému přetvoření, které je opatřením proti celkovému kolapsu konstrukce, je zapotřebí počítat s tím, že konstrukce poté změní svoje chování a již nemusí vyhovovat pro dané účely použití a je třeba ji vhodným způsobem sanovat nebo dokonce zdemolovat. Sanace v podobě opravy (výměny) konců nosníků může být značně nákladnou a obtížně proveditelnou položkou, a proto byly testovány různé systémy, které by tyto problémy ošetřovaly a předcházely jim.



Obr. 3.34 – Plastické přetvoření při použití běžných přípojí [20]

Jedním z patentovaných řešení je tzv. PIN-FUSE JOINT[®], který je navržen tak, aby se při možném seismickém přetížení choval jako kloub, což je způsobeno obloukovým napojením „čelních desek“, centrálním čepem a oválnými dírami pro spojovací šrouby.



Obr. 3.35 - PIN-FUSE JOINT[®] [20]



Obr. 3.36 - Funkce PIN-FUSE JOINT[®] při zemětřesení [20]

3.5 Přípoje pro rámy s centrickým ztužením

Přípoje prutů centrického ztužení budou navrženy s ohledem na předpokládaný vznik plastických kloubů v samotných prutech ztužení. Tomu odpovídá řešení s nedisipativními přípoji na koncích nosníků ztužení, v nichž je uvažováno pouze tahové namáhání.

Budou navržena, posouzena a analyzována běžně používaná řešení s přípoji přes styčnickové plechy připojené k prutům ztužení. Bude uvažován pouze způsob připojení pomocí šroubů, jelikož v globálním modelu konstrukce je ztužení připojeno kloubově.

V odborné literatuře je často zmiňováno i řešení montážně přivařeného centrického ztužení, u kterého dojde k disipaci energie plastickým přetvořením samotného styčnickového plechu. Toto řešení nebude ověřováno, jelikož z mého osobního pohledu se jedná o nevhodné řešení z několika následujících důvodů:

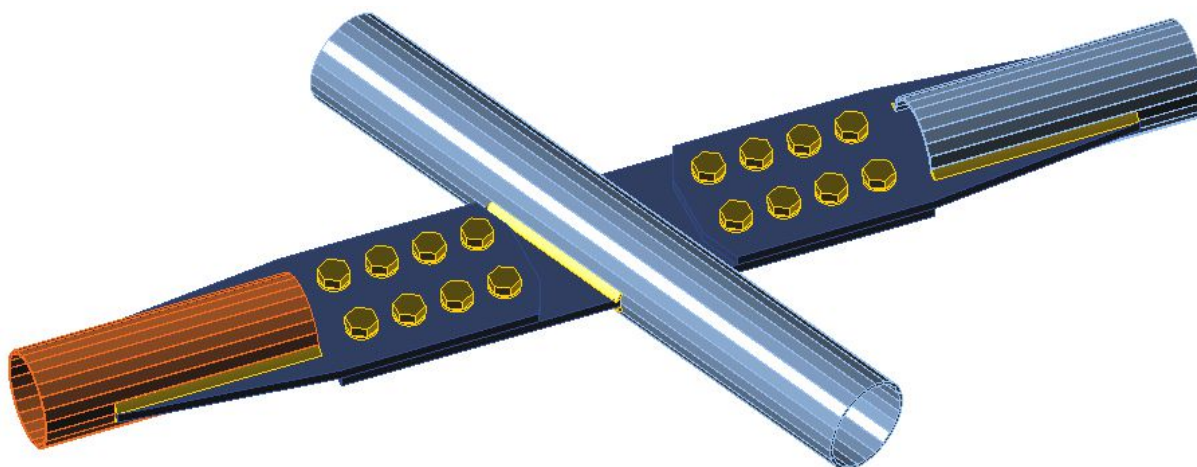
- není plně využita únosnost taženého prutu diagonály,
- nutnost provedení montážních svarů a s tím související problémy s povrchovými úpravami;
- hůře proveditelná případná sanace konstrukce po možném přetížení konstrukce.

3.5.1 Přípoj se zapuštěnými plechy

Jedná se o pruty diagonál s dílensky vevařenými přípojnými plechy, které budou pomocí šroubů připojeny na styčnickové plechy osazené na nosném rámu konstrukce. Styčnickové a přípojný plechy jsou navrženy tak, aby průřezová plocha byla vyšší než průřezová plocha diagonál, a to především z důvodu podmínky nedisipativních přípojí.

Popis komponent přípoje

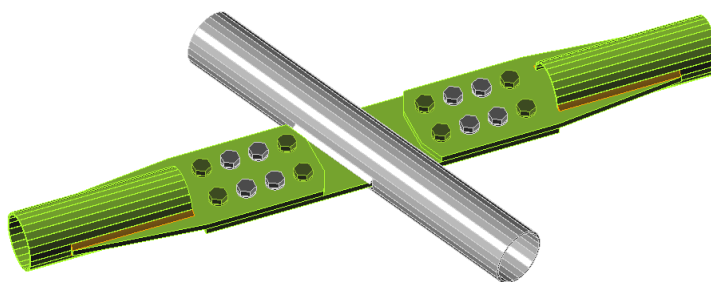
Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Styčnickový plech	P15	S355	Dílensky
Přípojný plech	P15	S355	Dílensky
Svary	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Šrouby	M24	10.9 - normal	Montážně



Obr. 3.37 – Geometrie styčnicku křížení diagonál

Posudek MSÚ

Položka	Hodnota	Status
Plechý	$0,2 < 5 \%$	✓
Šrouby	$52,7 < 100 \%$	✓
Svary	$98,1 < 100 \%$	✓



Obr. 3.38 – Posudek MSÚ

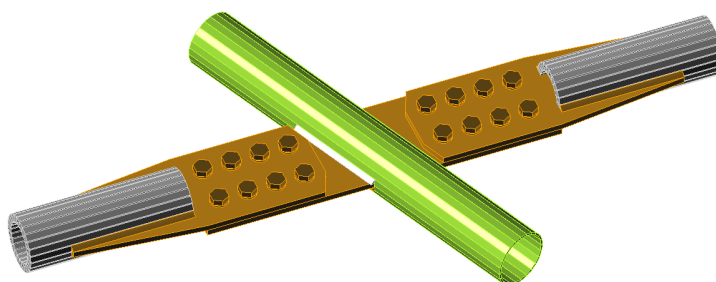
Posudek přetížení spojovacích prostředků přípoje

Jelikož se jedná o nedisipativní přípoj, musí být spojovací prostředky posouzeny na přetížení (viz 3.1.1.1). Ověření bude provedeno na takovém modelu styčníku, kde je uměle zvýšena tuhost připojených diagonál tak, aby byly schopny přenést zvýšený účinek zatížení vypočtený dle následujícího vzorce.

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

$$R_d \geq 1,1 \cdot 1,25 \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M0}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (2120 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 / 1,0) = \mathbf{1035 \text{ kN}}$$

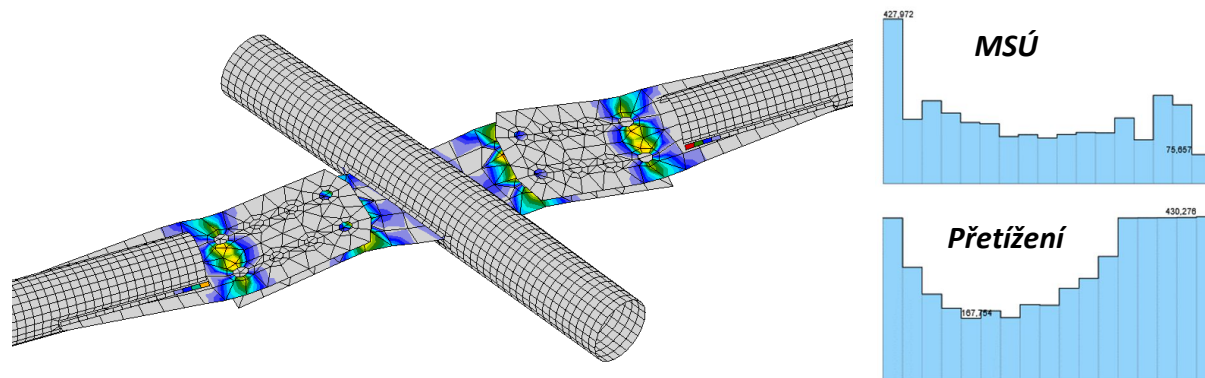
Položka	Hodnota	Status
Plechý	-	-
Šrouby	$99,7 < 100 \%$	✓
Svary	$99,0 < 100 \%$	✓



Obr. 3.39 – Posudek přetížení

Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ i při posudku přetížení, ale v obou případech dochází k výraznému přetvoření v oblasti svarů, což způsobuje jejich nerovnoměrné namáhání a využití na hranici únosnosti. Toto namáhání je způsobeno výraznou změnou tuhosti na konci plechu a ohybovým namáháním plechů, které je zapříčiněno vzájemnou excentricitou připojení těchto plechů. Ačkoli přípoj vyhovuje, výše zmíněný jev není vhodný při možném nízkocyklickém namáhání.



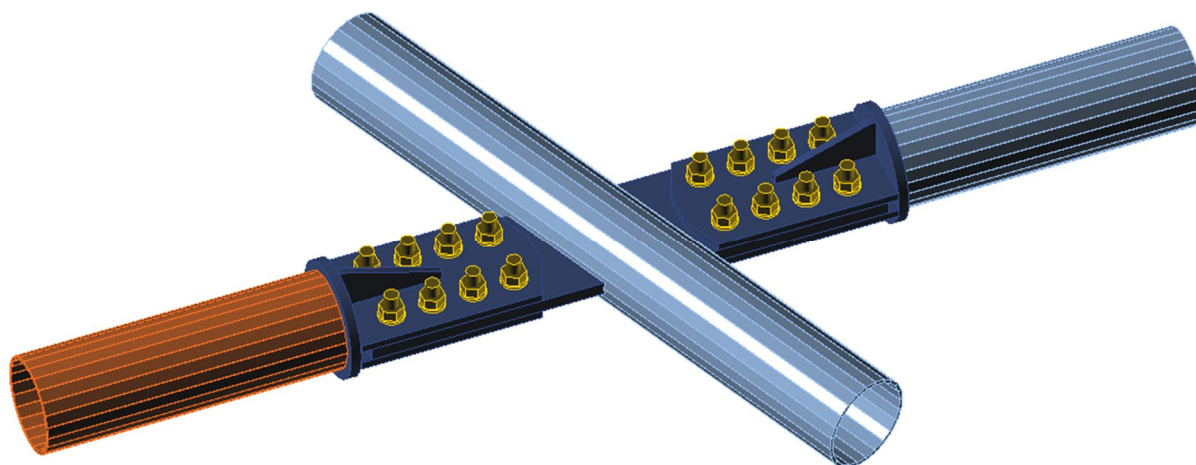
Obr. 3.40 – Deformace přípoje a průběh napětí ve svaru přípojně desky
(napětí ve svaru je vypočteno na základě plastického přerozdělení vnitřních sil)

3.5.2 Přípoj s koncovými plechy

Jedná se o pruty diagonál s dílensky přivařenými koncovými plechy a zdvojenými přípojnými plechy, které budou pomocí šroubů připojeny na styčnickové plechy osazené na nosném rámu konstrukce. Styčnickové a přípojně plechy jsou navrženy tak, aby průřezová plocha byla vyšší než průřezová plocha diagonál, a to především z důvodu podmínky nedisipativních přípojí.

Popis komponent přípoje

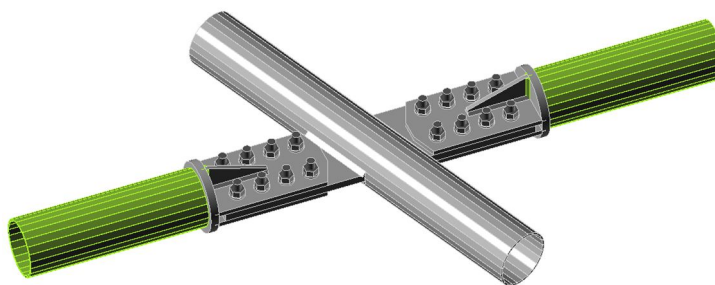
Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Styčnickový plech	P20	S355	Dílensky
Koncový plech	P20	S355	Dílensky
Přípojný plech	P12	S355	Dílensky
Výztuhy	P10	S355	Dílensky
Svary – výztuhy	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary	Tupé na celou tl.	-	Dílensky
Šrouby	M20	10.9 - normal	Montážně



Obr. 3.41 – Geometrie styčnicku křížení diagonál

Posudek MSÚ

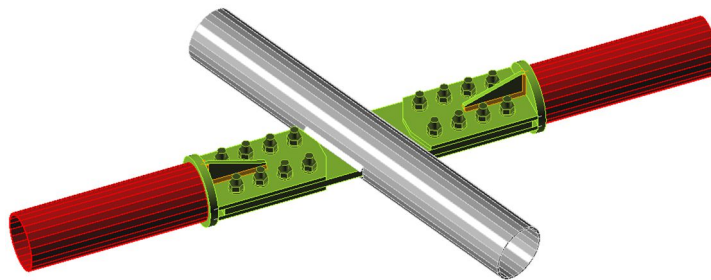
Položka	Hodnota	Status
Plech	$0,1 < 5 \%$	✓
Šrouby	$37,2 < 100 \%$	✓
Svary	$70,3 < 100 \%$	✓



Obr. 3.42 – Posudek MSÚ

Posudek přetížení

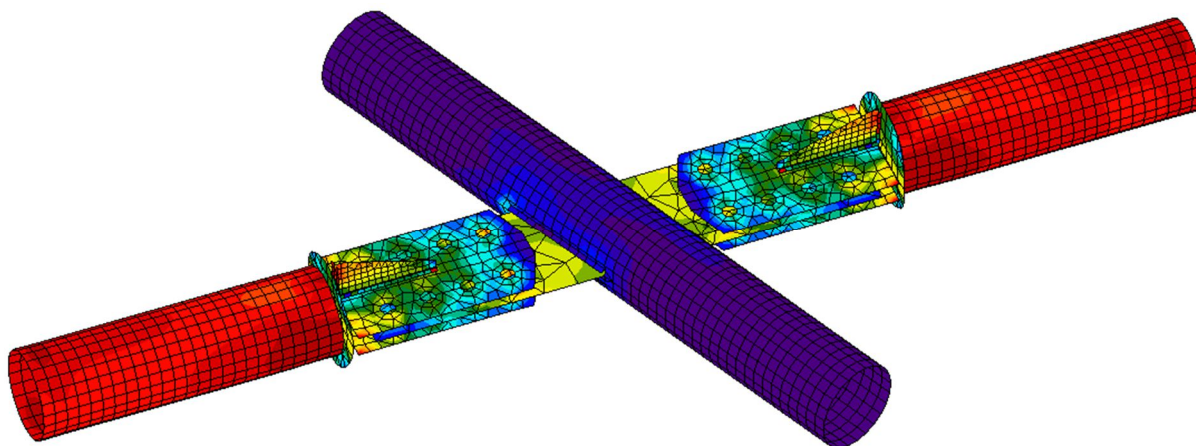
Položka	Hodnota	Status
Plechý	-	-
Šrouby	$75,9 < 100 \%$	✓
Svary	$99,8 < 100 \%$	✓



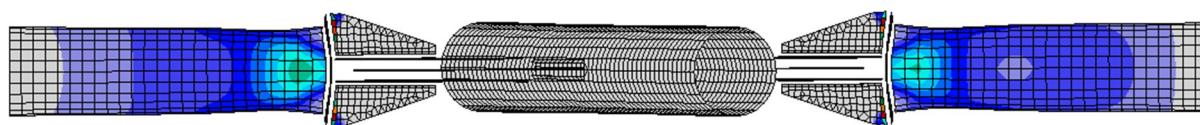
Obr. 3.43 – Posudek přetížení

Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ i při posudku přetížení, ale opět v obou případech dochází k výraznému přetvoření v oblasti připojení výztuh, což způsobuje nerovnoměrné namáhání svarů a jejich využití na hranici únosnosti. Toto namáhání je způsobeno ohybem koncových desek, u nichž dochází k přetvoření, přestože jsou relativně tlusté a vyztužené dvěma výztuhami. Připojení koncových desek muselo být provedeno tupými svary, jelikož u koutových svarů by byla výrazně překročena jejich únosnost.



Obr. 3.44 – Průběh napětí v přípoji při MSÚ



Obr. 3.45 – Průběh deformace styčnicku ve zvětšeném měřítku

Závěr

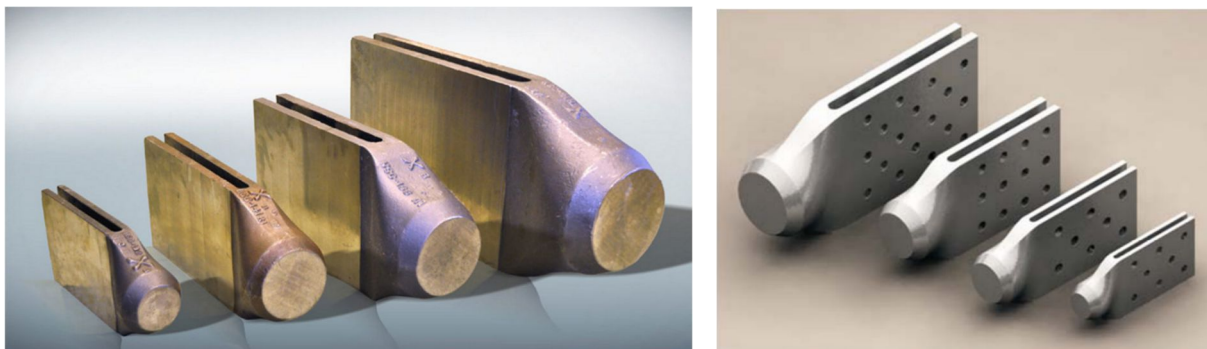
Vzhledem k příznivějšímu působení přípoje při zatížení bude tento typ přípoje použit v konstrukci, přestože je výrazně konstrukčně a materiálově náročnější než předcházející typ přípoje. Hlavní důvodem pro toto rozhodnutí je vyloučení působení excentricit v přípoji.

Přípoj byl ověřen i na tlakové namáhání, které by v prutech ztužení mohlo vzniknout, a únosnost připojení v tlaku je výrazně vyšší než odolnost prutu ztužení při ztrátě stability.

Pokud bychom chtěli eliminovat nepříznivé namáhání koutových svarů výztuh, bylo by možné je připojit tupými svary, což už by ovšem z mého hlediska bylo zbytečně konstrukčně náročné řešení.

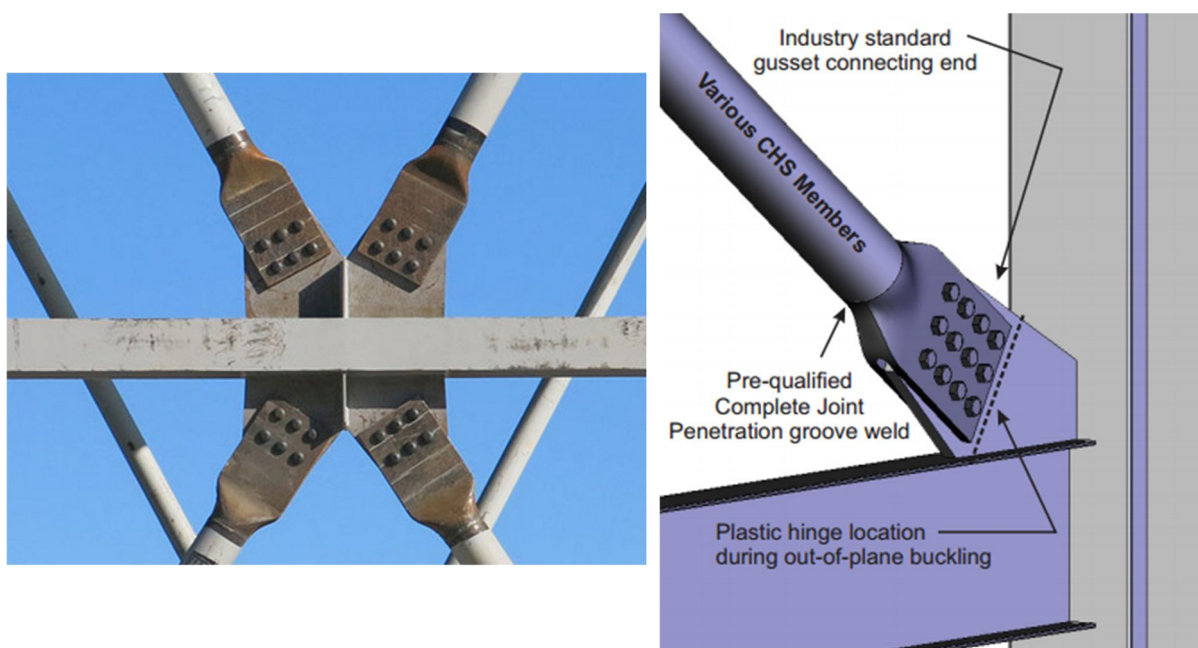
3.5.3 Specifické řešení centrického ztužení

Stejně jako u rámců odolávajících momentům i pro diagonální ztužení jsou dostupná typizovaná řešení, která eliminují chyby a nedostatky výše zmíněných způsobů připojení. Konkrétně pro trubkové profily je možné použít připojovací hlavici CAST CONNEX[®], která je vyfrézována z jednoho kusu odlitku a k prutům ztužení je následně připojena pomocí tupých svarů.



Obr. 3.46 – Hlavice CAST CONNEX[®] [21]

Provádí se ve dvou variantách, s předvrtanými otvory, nebo s možností uživatelského rozmístění šroubů. Použití je možné pro předpokládaný vznik plastického kloubu v samotné tažené diagonále, nebo v případě diagonál působících i v tlaku je vznik plastického kloubu předpokládán ve styčnickovém plechu v oblasti za připojením hlavice.



Obr. 3.47 – Použití hlavice CAST CONNEX[®] [21]

3.6 Přípoje pro rámy s excentrickým ztužením

U rámu s excentrickým ztužením je předpokládán vznik plastického mechanismu v oblasti seismického spojovacího článku. Tohoto působení je dosaženo návrhem nosného rámu na účinky přetížení společně se změnou průřezu a třídy pevnosti materiálu spojovacích článků.

Spojovací články musí být navrženy tak, aby bylo zaručeno rovnoměrné disipativní chování konstrukce po výšce. Této podmínky bude dosaženo změnou profilu spojovacích článků po výšce konstrukce.

Výpočet odolnosti a zatížení spojovacího článku dle EN 1998-1

Bude proveden výpočet odolnosti spojovacích článků pro jednotlivá podlaží, z čehož bude následně určena délková kategorie článků a podmínky pro jejich úpravy a použití. Seismický článek v 8. podlaží nebude uvažován, protože zde vznikají pouze minimální účinky od seismického zatížení.

Jelikož ve všech spojovacích článcích vzniká zanedbatelná osová síla, je ve všech případech splněna následující podmínka:

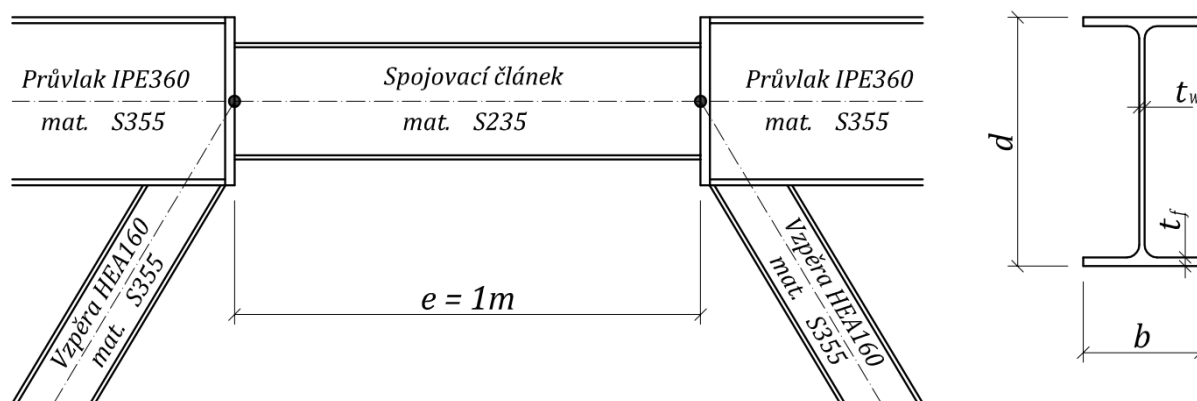
$$N_{Ed}/N_{PL,Rd} \leq 0,15$$

$$N_{Ed,max} = 21,00 \text{ kN} / N_{PL,Rd,min} = 669,80 \text{ kN} < 0,15,$$

a pro ověření odolnosti článků je možné použít vztahy:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}.$$



Obr. 3.48 – Schéma seismického spojovacího článku

Vzorový výpočet spojovacího článku jednoho podlaží: 7. NP – IPE200

Odolnost článku:

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 235 \cdot 10^6 \cdot 0,1 \cdot 0,0085 \cdot (0,2 - 0,0085) = \mathbf{38,25 \text{ kNm}}$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = \left(\frac{235 \cdot 10^6}{\sqrt{3}} \right) \cdot 0,0056 \cdot (0,2 - 0,0085) = \mathbf{145,50 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed} = 29,54 \text{ kNm} < M_{p,link} = 38,25 \text{ kNm} \quad \dots \quad \mathbf{VYHOVUJE}$$

$$V_{Ed} = 70,95 \text{ kN} \leq V_{p,link} = 145,50 \text{ kN} \quad \dots \quad \mathbf{VYHOVUJE}$$

Kategorie délky článku:

- skutečná délka článku: $e = 1 \text{ m}$

a) krátký spojovací článek

$$e < e_s = 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = 1,6 \cdot 38,25 / 145,50 = \mathbf{0,42 \text{ m}}$$

$$e = 1 \text{ m} \not< e_s = 0,42 \text{ m}$$

b) dlouhý spojovací článek

$$e > e_L = 3,0 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = 3,0 \cdot 38,25 / 145,50 = \mathbf{0,79 \text{ m}}$$

$$e = 1 \text{ m} > e_L = 0,79 \text{ m} \quad \dots \quad \text{jedná se o } \mathbf{\text{dlouhý seismický spojovací článek}}$$

c) střední spojovací článek

$$e_s < e < e_L$$

Podmínka rovnoměrného disipativního chování konstrukce:

$$\Omega_i = 1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i} = 1,5 \cdot 38,25 / 29,54 = \mathbf{1,94}$$

Všechna podlaží s excentrickým ztužením

Podl.	Profil	Mat.	M_{Ed} [kNm]	$M_{p,link}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	$V_{p,link}$ [kN]	e_s [m]	e_L [m]	Článek	Ω_i
7. NP	IPE200	S235	29,54	38,25	70,95	145,50	0,42	0,79	Dlouhý	1,94
6. NP	IPE300	S235	94,09	109,12	198,18	278,69	0,63	1,17	Střední	1,74
5. NP	IPE330	S235	124,46	137,72	243,62	324,10	0,68	1,27	Střední	1,66
4. NP	IPE360	S235	169,38	176,21	333,08	376,97	0,75	1,40	Střední	1,56

V tabulce výše je možné si všimnout, že postupnou změnou profilu seismického článku bylo docíleno **vyhovující** a přiměřené odolnosti jednotlivých článků a zároveň rovnoměrného disipativního chování konstrukce po výšce, což dokazuje splnění podmínky poměru odolnosti:

$$\Omega_{max} = 1,94 < \Omega_{min} \cdot 1,25 = 1,56 \cdot 1,25 = 1,95.$$

Tato podmínka by měla korespondovat i se zbytkem konstrukce, kde je provedeno centrické ztužení, ačkoli se jedná o výjimečný způsob kombinování typů ztužení (provedeno pouze ze studijních důvodů), přesto i na tento fakt bylo při návrhu přihlášeno a podmínka je téměř splněna:

$$\Omega_{min,centr} = N_{pl,Rd}/N_{Ed,max} = 752,60/494,90 = 1,52$$

$$\Omega_{min,excentr} = 1,5 \cdot M_{p,link,i}/M_{Ed,i} = 1,5 \cdot 176,21/169,38 = 1,56$$

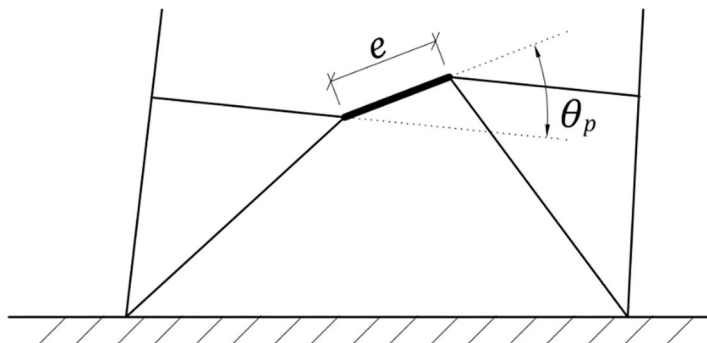
$$\Omega_{max} = 1,94 \nless \Omega_{min} \cdot 1,25 = 1,52 \cdot 1,25 = 1,90$$

Analýza seismických spojovacích článků

Seismické spojovací články jsou navrženy tak, aby v nich při možném seismickém přetížení došlo ke vzniku plastického mechanismu, ale zároveň musí být dostatečně odolné, aby přenesly zatížení MSÚ a při přetížení nedošlo k nadměrné deformaci článku, čímž by bylo způsobeno přílišné přetížení ostatních nosných prvků rámu. Maximální limitní natočení článku je závislé na délkové kategorii článku a jeho hodnota je vyčíslena na základě následujících vztahů:

- a) krátké spojovací články: $\theta_p \leq \theta_{pR} = 80 \text{ mrad}$
- b) dlouhé spojovací články: $\theta_p \leq \theta_{pR} = 20 \text{ mrad}$
- c) střední spojovací články: $\theta_p \leq \theta_{pR} = \text{interpolace mezi oběma předcházejícími}$

Podlaží	Článek	θ_{pr} [mrad]
7. NP	Dlouhý	20
6. NP	Střední	39
5. NP	Střední	48
4. NP	Střední	57



Obr. 3.49 – Natočení seismického spojovacího článku

Disipace energie plastickým přetvořením může probíhat na koncích samotného článku nebo částečně i v přípojech daného článku. Dle toho, kde bude disipace uvažována, je třeba navrhnout přípoje článku na daný způsob zatížení.

Konstrukční doporučení dle EN 1998-1

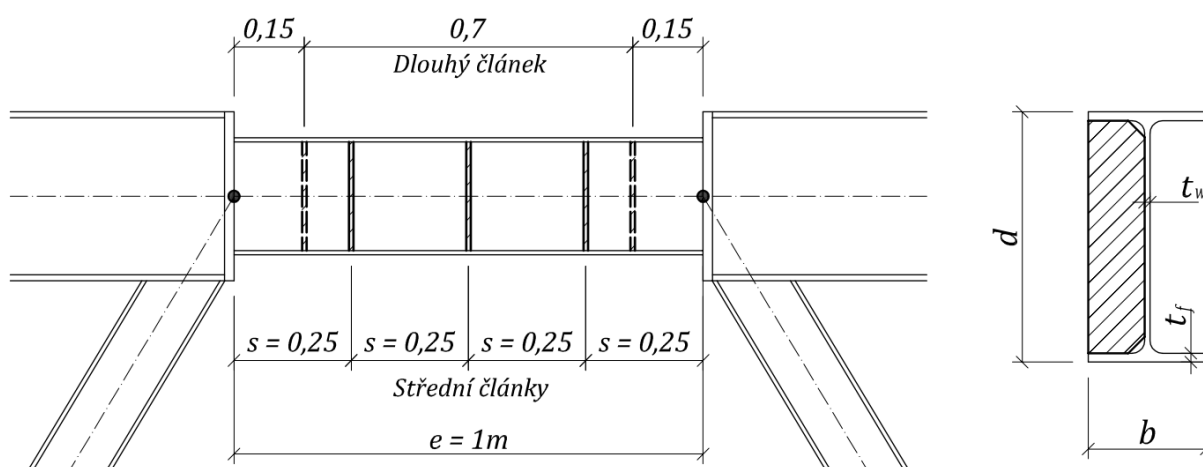
V EC8 je uvedeno několik doporučení pro konstrukční řešení seismických spojovacích článků. Jedná se především o polohu, počet a rozměry výztuh stěn nosníku. Jednotlivá řešení jsou závislá na délkové kategorii článků a výšce článků tak, aby korespondovala s předpokládaným působením při možném přetížení.

Mezilehlé výztuhy stěny článku:

- na celou výšku profilu;
- jednostranné pro profily výšky do 600 mm;
- oboustranné pro profily výšky nad 600 mm;
- tloušťka $t = \max(t_w, 10 \text{ mm})$;
- šířka po okraj pásnic;
- poloha dle délkové kategorie článku:
 - krátké články: $s = (30t_w - d/5)$ pro úhel pootočení 80 mrad,
 $s = (52t_w - d/5)$ pro úhel pootočení 20 mrad,
 $s = \text{interpolace}$ pro mezilehlé hodnoty úhlu pootočení,
 - dlouhé články: - jedna výztuha vzdálená od konce článku o $s = 1,5b$.
 - střední články: - kombinace pravidel pro krátké a dlouhé články.

Podlaží	Profil	t_w [mm]	Článek	θ_{pr} [mrad]	$30t_w - d/5$ [mm]	$52t_w - d/5$ [mm]	$1,5b$ [mm]	s [mm]
7. NP	IPE200	5,6	Dlouhý	20	-	-	150	150
6. NP	IPE300	7,1	Střední	39	153	309	225	259
5. NP	IPE330	7,5	Střední	48	159	324	240	248
4.NP	IPE360	8	Střední	57	168	344	255	236

Vzhledem proměnným rozměrům profilů spojovacího článků, vychází poloha mezilehlých výztuh pro středně dlouhé články přibližně stejně, proto bude zvolena jednotná vzdálenost $s = 250 \text{ mm}$. Tloušťka výztuh byla ve všech případech zvolena $t = 10 \text{ mm}$.



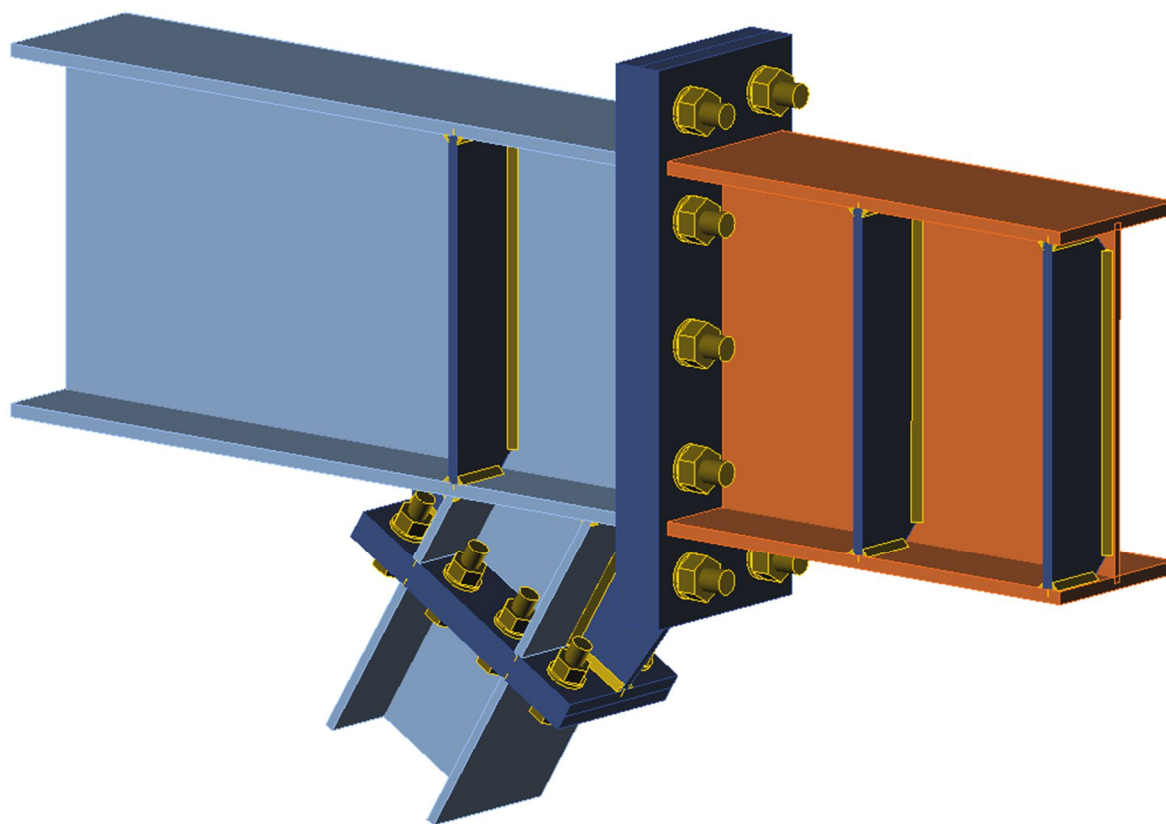
Obr. 3.50 – Schéma rozmístění výztuh stěny článku

3.6.1 Šroubovaný přípoj seismického spojovacího článku

Jedná se o připojení seismického článku přes čelní desky spojené předpjatými šrouby. Toto řešení je vhodné pro případnou výměnu poškozeného článku, ale není příliš přijatelné z konstrukčního hlediska i z hlediska posudku na přetížení. Jelikož je uvažováno vytvoření plastických kloubů v samotném článku, přípoj musí být navržen na přetížení a z toho důvodu musí být navržen se značnými dimenzemi jednotlivých komponent, což způsobuje problémy z hlediska konstrukčních detailů (např. excentricita připojení vzpěr, čelní desky zasahující do úrovně konstrukce podlahy).

Popis komponent přípoje

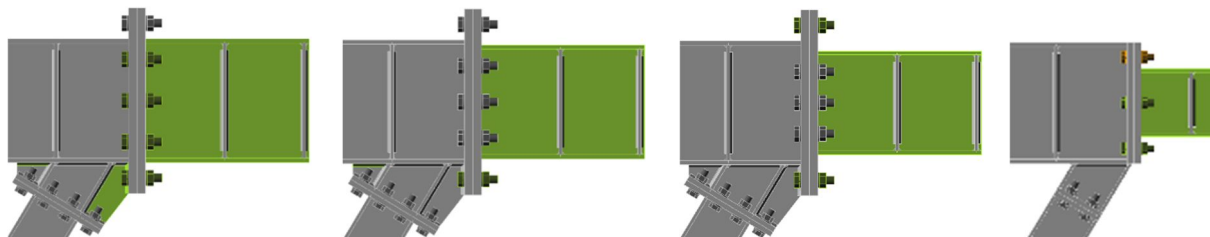
Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Čelní deska	P20, P25	S355	Dílensky
Výztuha čelní desky	P10	S355	Dílensky
Výztuhy průvlaku	P10	S355	Dílensky
Výztuhy seismického článku	P10	S235	Dílensky
Svary – výztuhy	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – čelní deska	Tupé na celou tl.	-	Dílensky
Šrouby	M24, M20	10.9 – třecí spoj	Montážně



Obr. 3.51 – Šroubovaný přípoj seismického spojovacího článku

Posudek MSÚ

Položka	IPE360	IPE330	IPE300	IPE200	Status
Plech	0,0 < 5 %	0,0 < 5 %	0,0 < 5 %	0,0 < 5 %	✓
Šrouby	98,0 < 100 %	87,6 < 100 %	74,1 < 100 %	98,2 < 100 %	✓
Svary	86,7 < 100 %	65,6 < 100 %	45,9 < 100 %	25,9 < 100 %	✓
Natočení	0,2 mrad	0,3 mrad	0,4 mrad	1,5 mrad	-



Obr. 3.52 – Posudek MSÚ

Posudek přetížení komponent přípoje

Jelikož se jedná o nedisipativní přípoj, musí spojovací prostředky být posouzeny na přetížení (viz 3.1.1.4). Ověření bude provedeno na takovém modelu styčnicku, kde je uměle zvýšena tuhost připojených prvků tak, aby byly schopny přenést zvýšený účinek zatížení vypočtený dle následujícího vzorce.

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E}$$

V tabulce níže je vypočteno přetížení pro jednotlivá podlaží, je stanoveno pouze pro rozhodující složky vnitřních sil – zbylé složky mají zanedbatelný účinek. V tabulce je možné si všimnout, že spojovací prostředky musí být navrženy na účinky zatížení, které jsou o 115 až 167 % vyšší než při MSÚ, což způsobuje značné problémy při návrhu styčnicku.

Podlaží	$V_{d,G}$ [kN]	$V_{d,E}$ [kN]	$M_{d,G}$ [kNm]	$M_{d,E}$ [kNm]	γ_{ov}	Ω_i	V_{max} [mm]	M_{max} [mm]	Status
7. NP	17,34	53,88	2,56	26,98	1,25	1,94	161,24	74,62	✓
6. NP	15,79	186,07	3,98	90,11	1,25	1,74	460,85	219,51	✓
5. NP	15,84	231,75	8,42	116,04	1,25	1,66	544,75	273,25	✓
4. NP	16,38	323,77	10,72	158,66	1,25	1,56	711,07	351,15	✓

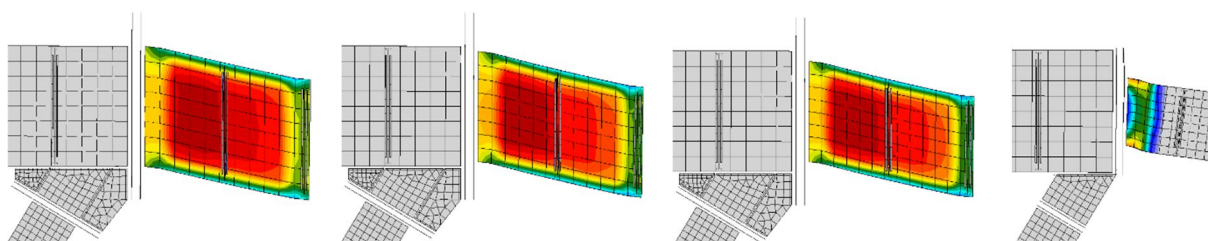
Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou na hranici únosnosti využity přepjaté šrouby, u nichž je předpokládáno, že při přetížení dojde k prokluzu šroubů a dále budou posuzovány na sřih a otláčení. Z důvodu posudku na přetížení musely být navrženy tupé svary pro připojení čelních desek.

Ověření maximálního natočení

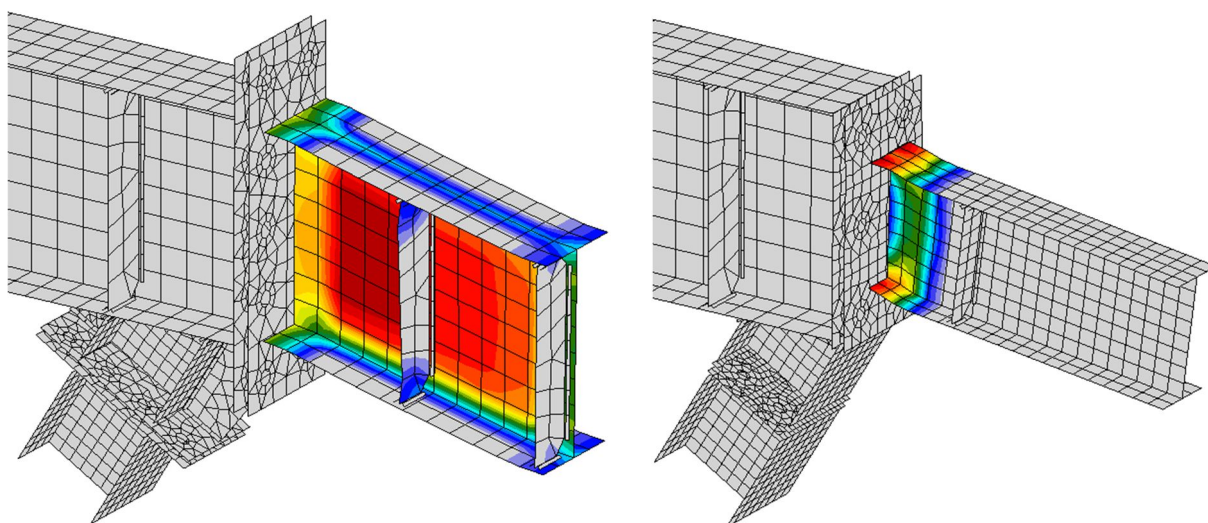
Byla ověřována rotační kapacita přípoje, při jakém zatížení je této kapacity dosaženo, nebo při jakém zatížení je dosaženo maximálního natočení (v případě kdy toto natočení je nižší než kapacita přípoje). Vzhledem k tomu, že přípoje článků jsou navrženy jako nedisipativní, o kapacitě přípoje rozhodovalo maximální poměrné přetvoření (15%) nosníku samotného článku.

Podlaží	Profil	Max. θ_{pr} [mrad]	Kapacita θ_p [mrad]	Natočení θ [mrad]	Zatížení při θ	Poměrné přetvoření
7. NP	IPE200	20	65,4	18,8	181 % x MSÚ	5,3 %
6. NP	IPE300	39	11,2	10,9	158 % x MSÚ	14,5 %
5. NP	IPE330	48	11,3	11,2	150 % x MSÚ	14,7 %
4.NP	IPE360	57	6,6	6,3	127 % x MSÚ	14,4 %



Obr. 3.53 – Tvar natočení seismického spojovacího článku

V tabulce výše si můžeme všimnout, že středně dlouhé spojovací články mají poměrně nízkou rotační kapacitu vzhledem k maximálnímu možnému natočení. Naopak u dlouhého spojovacího článku je rotační kapacita výrazně vyšší než maximální možné natočení. Tato fakta vychází především ze způsobu porušení jednotlivých článků, kdy u středních článků dochází k deformaci především na stojině nosníku (smykové porušení) a u dlouhého článku dochází k výrazné deformaci pásnic nosníku (ohybové porušení), což částečně koresponduje s předpoklady zařazení článků do dané kategorie.



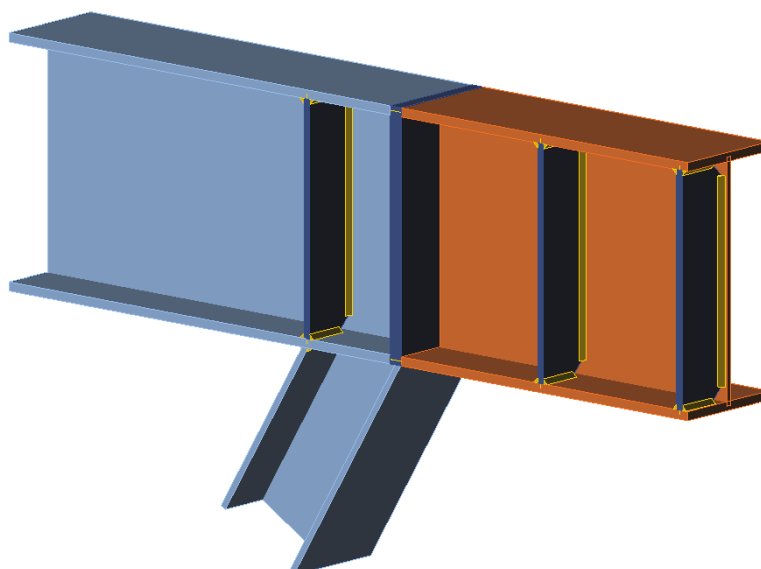
Obr. 3.54 - Průběh deformace šroubovaných spojovacích článků na profilech IPE330 a IPE200

3.6.2 Svařovaný přípoj seismického spojovacího článku

Jedná se o připojení seismického článku přes společnou čelní desku navařenou na průvlak i seismický článek. Toto řešení je vhodné z konstrukčního hlediska i z hlediska posudku přetížení, jelikož je třeba posoudit pouze svary připojující čelní desky.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Čelní deska	P20, P25	S355	Dílensky
Výztuhy průvlaku	P10	S355	Dílensky
Výztuhy seismického článku	P10	S235	Dílensky
Svary – výztuhy	½ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Svary – čelní deska	Tupé na celou tl.	-	Dílensky



Obr. 3.55 – Svařovaný přípoj seismického spojovacího článku

Posudek MSÚ

Položka	IPE360	IPE330	IPE300	IPE200	Status
Plech	$0,1 < 5 \%$	$0,0 < 5 \%$	$0,0 < 5 \%$	$0,0 < 5 \%$	✓
Svary	$55,1 < 100 \%$	$48,7 < 100 \%$	$36,0 < 100 \%$	$21,3 < 100 \%$	✓
Natočení	0,0 mrad	0,1 mrad	0,1 mrad	1,0 mrad	-

Posudek přetížení komponent přípoje

Jelikož se jedná o nedisipativní přípoj, musí spojovací prostředky být posouzeny na přetížení (viz 3.1.1.4). V tomto případě by se jednalo pouze o svary připojující čelní desku, které byly ovšem navrženy jako tupé na celou tloušťku připojovaných prvků, právě z důvodu posudku přetížení, kde koutové svary jednoznačně nevyhověly. Hodnoty přetížení jsou totožné jako u předcházejícího typu přípoje.

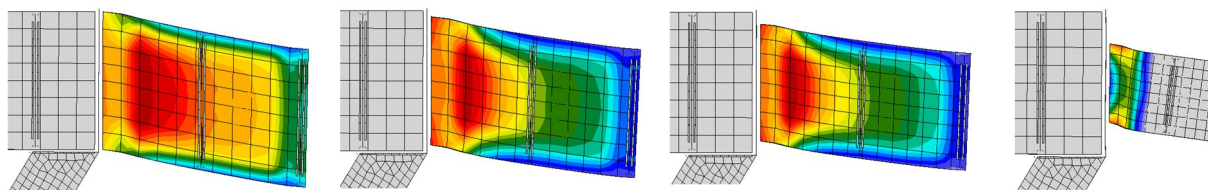
Analýza přípoje

Přípoj vyhovuje z hlediska MSÚ, kde jsou jednotlivé komponenty navrženy se značnou rezervou únosnosti. Z hlediska posudku přetížení spojovacích prostředků byly navrženy tupé svary pro připojení čelní desky.

Ověření maximálního natočení

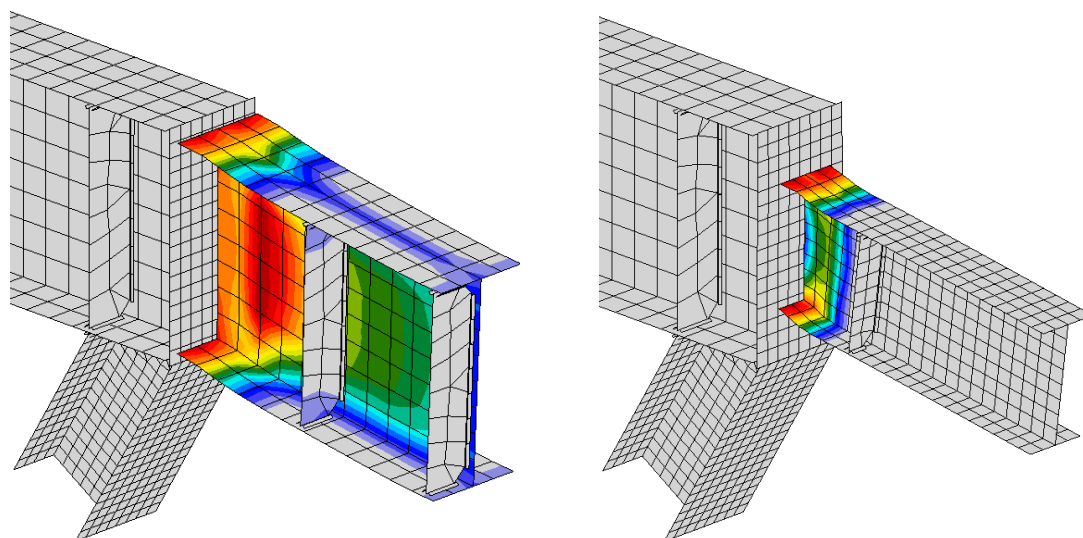
Stejně jako u předchozího přípoje byla ověřována rotační kapacita přípoje, při jakém zatížení je této kapacity dosaženo, nebo při jakém zatížení je dosaženo maximálního natočení (v případě kdy toto natočení je nižší než kapacita přípoje).

Podlaží	Profil	Max. θ_{pr} [mrad]	Kapacita θ_p [mrad]	Natočení θ [mrad]	Zatížení při θ	Poměrné přetvoření
7. NP	IPE200	20	67,4	18,1	175 % x MSÚ	5,4 %
6. NP	IPE300	39	44,0	36,3	148 % x MSÚ	12,8 %
5. NP	IPE330	48	44,1	44,0	144 % x MSÚ	14,1 %
4.NP	IPE360	57	19,0	18,7	124 % x MSÚ	14,0 %



Obr. 3.56 – Tvar natočení seismického spojovacího článku

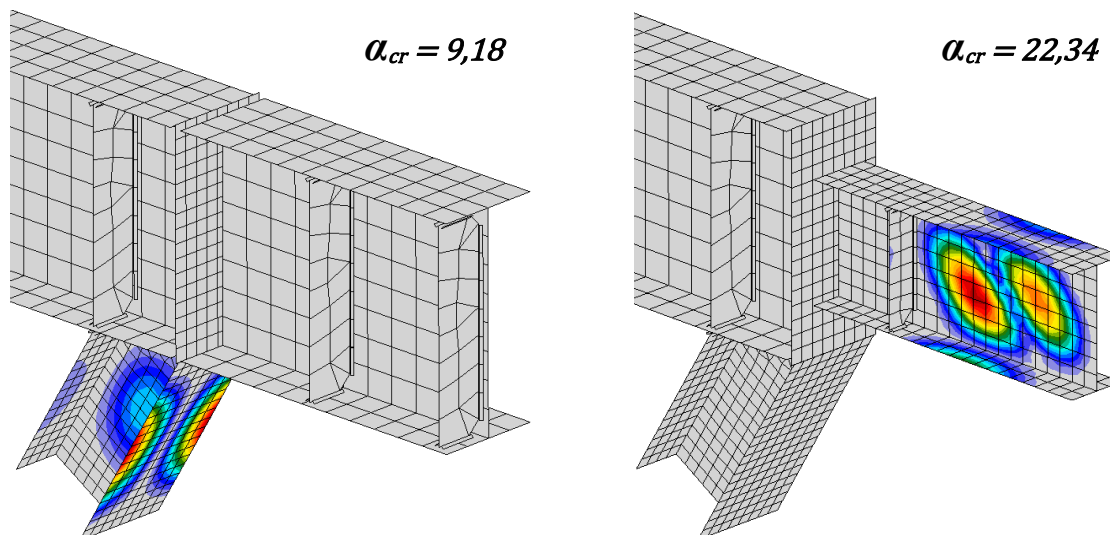
V tabulce výše si můžeme všimnout, že rotační kapacita středně dlouhých spojovacích článků je přibližně trojnásobně vyšší než u předchozího typu přípoje, přesto je jí dosaženo při nižším zatížení. U dlouhého spojovacího článku jsou hodnoty totožné jako v případě šroubovaného připojení. Průběh deformace středně dlouhých spojovacích článků probíhá především na konci článku a je rozdělen mezi pásnice a stojinu nosníku (kombinace smykového a ohybového porušení), u dlouhého článku dochází k výrazné deformaci pásnic nosníku (ohybové porušení), což splňuje předpoklady pro zařazení článků do dané kategorie.



Obr. 3.57 - Průběh deformace šroubovaných spojovacích článků na profilech IPE330 a IPE200

3.6.3 Lokální ztráta stability

Samotný seismický článek i prvky připojené k článku mají být při MSÚ posouzeny na lokální ztrátu stability smykovým vyboulením stěny. Vzhledem k tomu, že středně dlouhé seismické spojovací články jsou vyztuženy průběžnými výztuhami stojiny, ke ztrátě stability dochází mimo článek, konkrétně na konci vzpěry, kde dochází k tlakovému namáhání a k následnému možnému zvlnění pásnic nosníku. U dlouhého článku dochází k lokální ztrátě stability v oblasti za výztuhou stojiny, kde dochází především ke smykovému vyboulení stojiny nosníku.



Obr. 3.58 – Lokální ztráta stability v oblasti seismického spojovacího článku

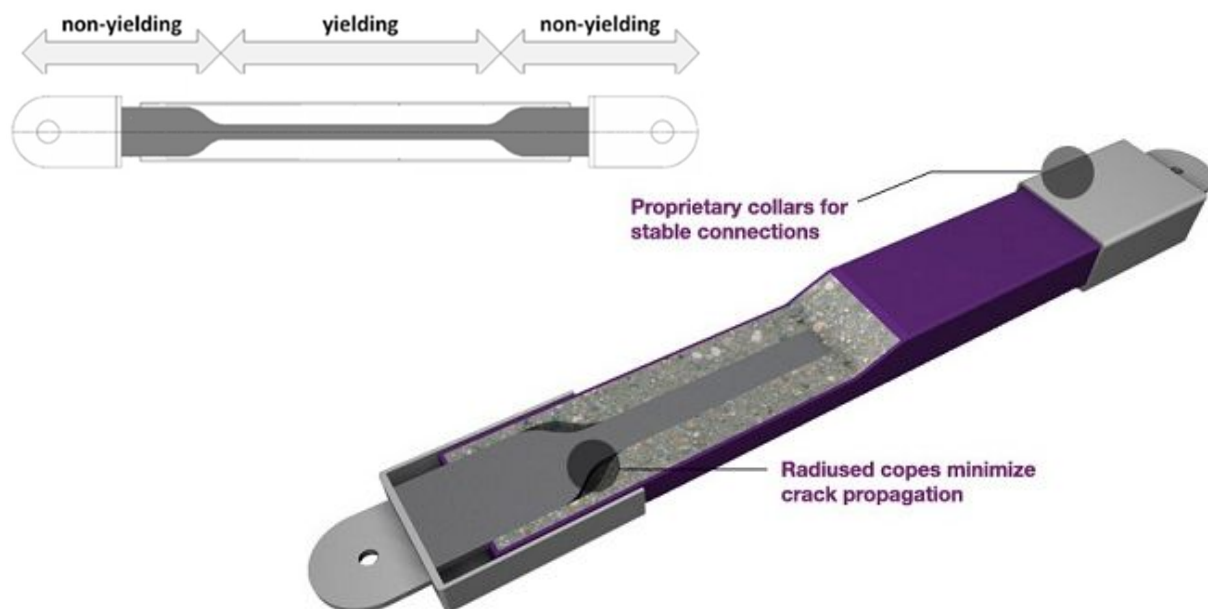
U středně dlouhého spojovacího článku je součinitel kritického zatížení α_{cr} těsně pod hraniční hodnotou pro pružnostní výpočet, ale je považován za vyhovující, jelikož při přetížení dojde k poruše samotného seismického spojovacího článku a napětí ve vzpěře se již dále nebude zvyšovat.

Závěr

Vzhledem k výrazně příznivějšímu působení svařovaného přípoje při zatížení byl tento typ použit v konstrukci, přestože je u něj nutné montážní svarové připojení vzpěr, které je ovšem možné připojit na staveništi a do konstrukce uložit zároveň s průvlakem.

3.6.4 Specifické řešení excentrického ztužení

Pro excentrická ztužení seismicky namáhaných objektů existuje typizované řešení ve formě ocelobetonových vzpěr POWERCAT[®], jejichž princip je založen na jiném působení než mnou použitý seismický spojovací článek. Vzpěry jsou navrženy jako nosníky působící v tahu i tlaku, u nichž je umožněno duktilní chování při působení osové síly v obou směrech.



Obr. 3.59 – Vzpěra POWERCAT[®] - [24]

Nosník je tvořen ocelovým jádrem v betonovém obalu, který je vybetonován do uzavřeného ocelového profilu. Ocelové jádro přebírá tahové namáhání a betonové jádro v ocelovém uzavřeném profilu odolává vzpěru. Při přetížení dochází k plastické deformaci ocelového jádra a délková změna zapříčiněná touto deformací je pohlcena na koncích nosníku, kde je vytvořena kapsa v betonovém obalu a koncová ocelová pouzdra, která také zajišťují uchycení konců nosníku při tlakovém namáhání.



Obr. 3.60 Použití typizované vzpěry POWERCAT[®] [24]

3.7 Stykování sloupu

Průběžné sloupy jsou stykovány při samotné montáži konstrukce pomocí oboustranných tupých svarů typu „X“, provedených po celém obvodu průřezu. Jednotlivé sloupy jsou rozděleny na 3 dílce stykované ve $\frac{3}{4}$ výšky daného podlaží. Jiný způsob stykování sloupů není v dostupné literatuře zmiňován.

3.8 Kotvení sloupu

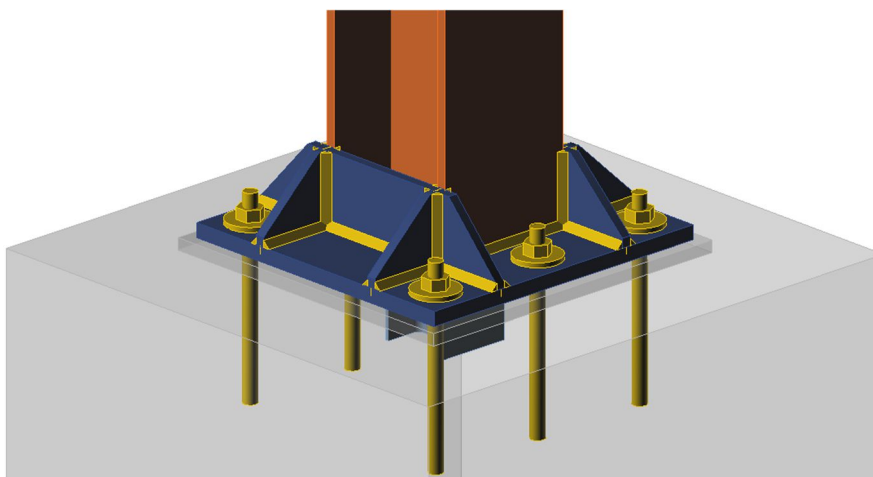
Kotvení sloupu je uvažováno jako vetknutí v obou hlavních směrech, nicméně při možném přetížení je v oblasti kotvení uvažován vznik plastického kloubu. Podmínky či doporučení pro návrh tohoto detailu ovšem nejsou uvedeny v žádné dostupné literatuře a návrh detailu je zcela na volbě projektanta.

Kotvení musí mít dostatečnou kapacitu v natočení, která umožní celkový náklon konstrukce při možném přetížení. Této kapacity by mělo být dosaženo přibližně při stejné hodnotě přetížení jako při vzniku plastických kloubů na zbytku konstrukce.

Bylo navrženo běžně používané kotvení s obdélníkovým patním plechem, výztuhami po obvodu nosníku a 6 kotevními šrouby, pro přenos smykových sil byla navržena smyková zarážka z úpalku nosníku HEA.

Popis komponent přípoje

Prvek	Dimenze	Materiál	Provádění
Patní deska	P25	S355	Dílensky
Výztuhy	P20	S355	Dílensky
Kotevní podložky	P10	S355	Montážně
Smyková zarážka	HEA160	S355	Dílensky
Svary	$\frac{1}{2}$ tl. přípoj. prvku	-	Dílensky
Kotevní šrouby	M30	Závitová tyč 10.9	Montážně
Podlité	25 mm	Zálivková malta	Montážně
Beton	800 mm	C25/30	-

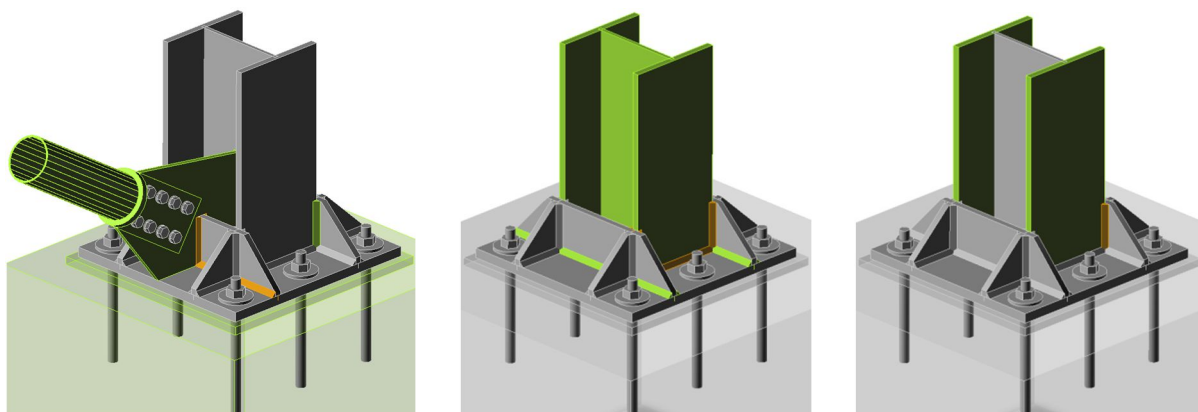


Obr. 3.61 – Kotvení sloupu

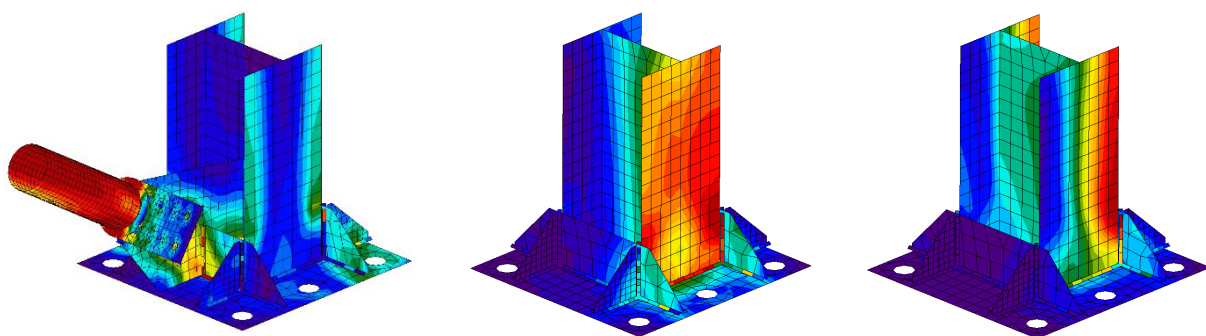
Posudek MSÚ

Styčnick byl posouzen na 3 kombinace zatížení, kdy každá kombinace je reprezentována maximálními účinky zatížení v daném směru. Kombinace pro maximální tlakovou osovou sílu $Max N$ je téměř totožná s kombinací pro $Max M_z - V_y$, proto zde není uvedena.

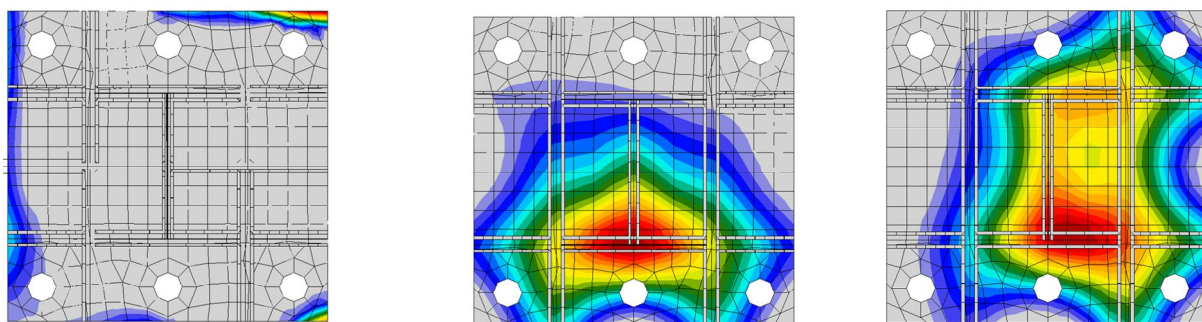
Položka	$Max N+$	$Max M_y - V_z$	$Max M_z - V_y$	Status
Plechý	$0,4 < 5 \%$	$0,5 < 5 \%$	$0,4 < 5 \%$	✓
Kotvy	$71,5 < 100 \%$	$3,2 < 100 \%$	$1,8 < 100 \%$	✓
Svary	$98,4 < 100 \%$	$98,2 < 100 \%$	$98,2 < 100 \%$	✓
Otlačení betonu	$63,5 < 100 \%$	$43,0 < 100 \%$	$34,7 < 100 \%$	✓
Smyk	$93,7 < 100 \%$	$11,5 < 100 \%$	$7,1 < 100 \%$	✓



Obr. 3.62 – Posudek MSÚ



Obr. 3.63 – Průběh napětí při MSÚ

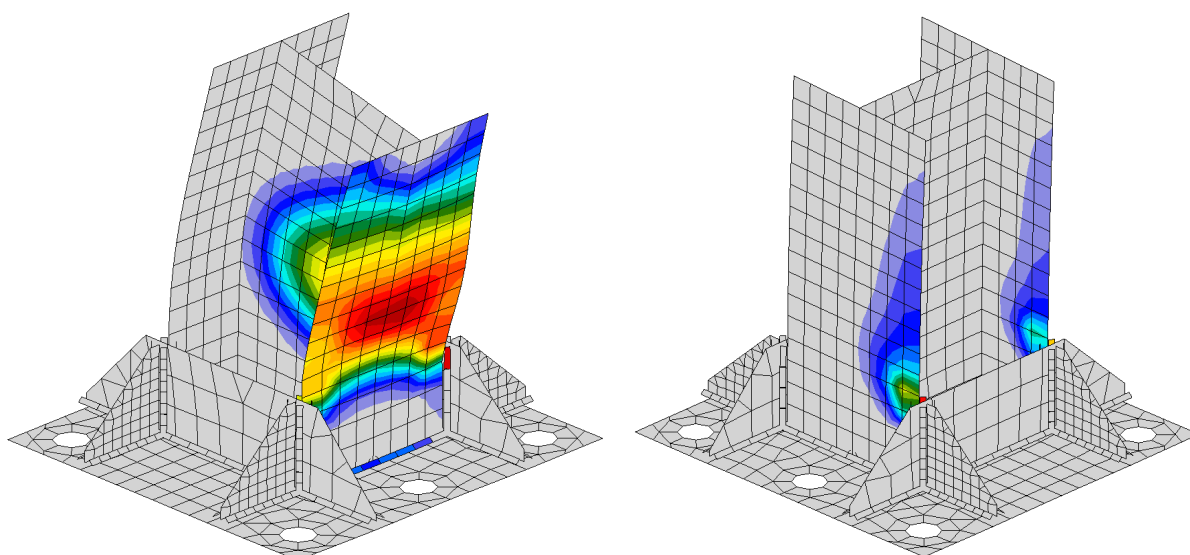


Obr. 3.64 – Průběh kontaktního napětí na patní desce při MSÚ

Natočení styčnicku

Bylo zjišťováno natočení sloupu při postupném přitěžování v násobcích zatížení MSÚ až do mezní hodnoty plastického poměrného přetvoření 15 %, nebo do porušení ostatních komponent přípoje včetně betonového základu.

MSÚ x	Max $M_y - V_z$				Max $M_z - V_y$			
	θ [mrad]	Plechy [%]	Svary [%]	Ostatní [%]	θ [mrad]	Plechy [%]	Svar [%]	Ostatní [%]
100 %	3,5	0,3	98,2	42,9	4,7	0,3	98,1	34,2
110 %	3,9	0,5	98,3	47,5	5,7	0,4	98,2	38,0
120 %	4,4	0,6	98,3	52,4	7,8	0,6	98,2	41,9
130 %	7,0	0,9	98,5	58,1	12,5	0,8	98,3	46,0
135 %	20,8	2,2	98,9	61,6	26,2	0,9	98,4	48,2
137,5 %	101,1	5,1	99,8	63,5	73,2	0,9	98,4	49,3

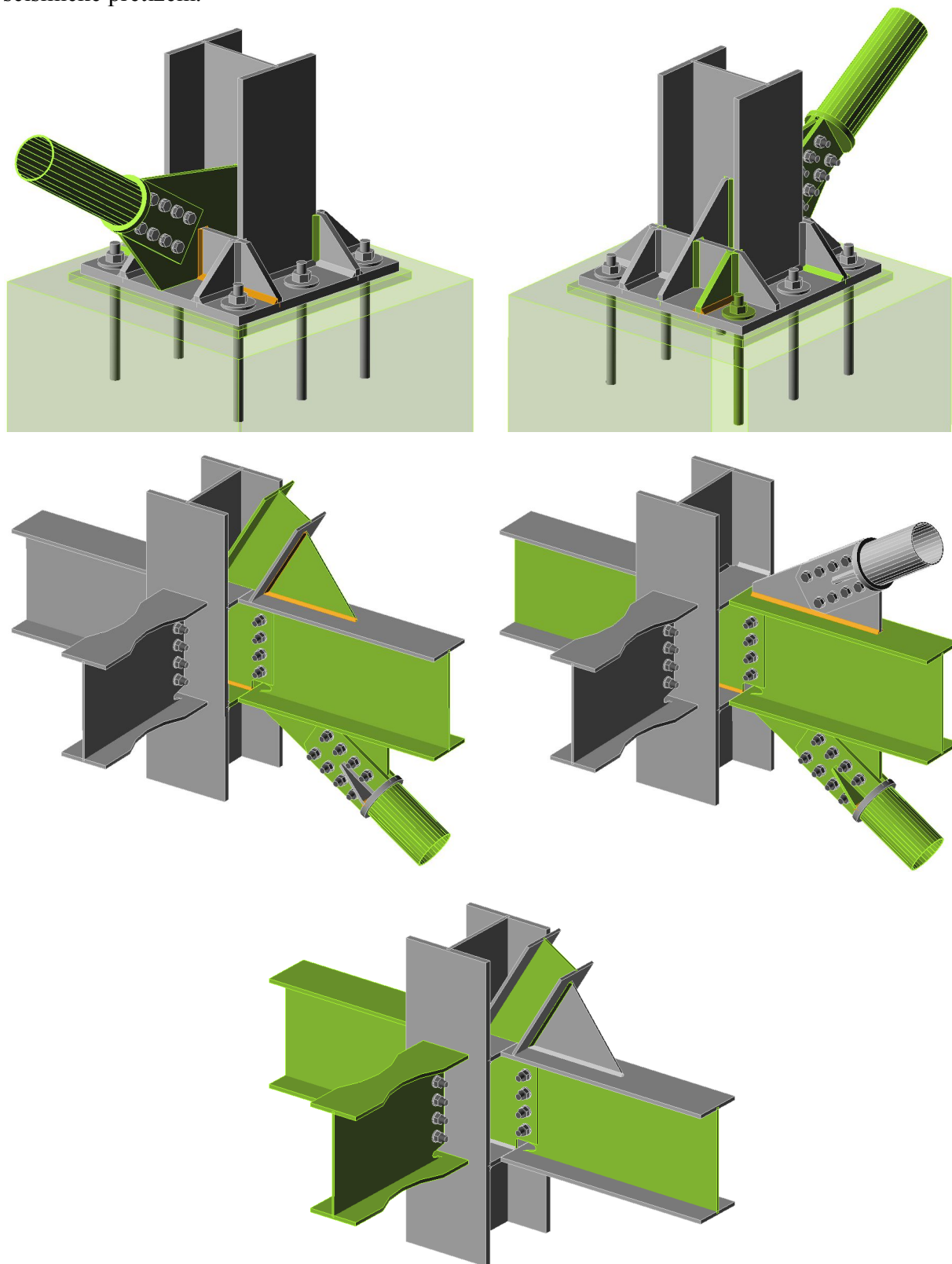


Obr. 3.65 – Deformace sloupu při přetížení 137,5 % x MSÚ

Při přitěžování sloupu docházelo především k postupné deformaci pásnic samotného nosníku, čímž bylo zapříčiněno značné namáhání konců svislých svarů, a proto jejich únosnost rozhodovala o únosnosti styčnicku kotvení sloupu při přetížení. K překročení mezního plastického přetvoření svarů došlo při zatížení o zhruba 40 % vyšším než MSÚ, což je hodnota o několik jednotek vyšší než zatížení, při kterém dochází ke vzniku prvních plastických kloubů na zbytku konstrukce. Než dojde k rozhodujícímu překročení únosnosti svarů, je dosaženo natočení sloupu 70 až 100 mrad. Toto natočení považuji z hlediska vzniku plastických kloubů v oblasti kotvení za dostatečné a vyhovující.

3.9 Souhrnné modely styčníků

Z jednotlivých výše zmíněných přípojí nosných prvků byly sestaveny a ověřeny styčníky, do nichž je připojeno více druhů nosných prvků. Byly sestaveny všechny případy vyskytující se na nosném rámu konstrukce. Styčníky byly posouzeny na MSÚ i možné seismické přetížení.



Obr. 3.66 – Souhrnné modely styčníků

ZÁVĚR

Úkolem této práce byla analýza a ověření různých způsobů připojení nosných prvků seismicky namáhané konstrukce. Výsledkem analýzy je výběr vhodného způsobu připojení jednotlivých nosných prvků a doporučení pro návrh a provádění těchto připojení.

Všeobecným doporučením pro návrh seismicky namáhaných přípojí je zaručení dostatečné rotační kapacity umožňující vznik plastického kloubu při možném seismickém přetížení. Rotační kapacita by měla být zajištěna především tažností oceli samotného připojovaného prvku. Dalším významným doporučením, především z hlediska provádění, je minimalizace použití koutových svarů, u nichž při nedokonalém provedení může docházet k podélným trhlinám.

Pro navrhování přípojí v rámech odolávajících momentům má rozhodující význam především oslabení pásnic průvlaku, zajišťující vznik plastického kloubu a jeho vhodnou polohu. Ze zkoušek vyplývá, že spolehlivost těchto přípojí je určena především kvalitou provedení svarových spojů, jejichž kvalita může být zvýšena pomocí výpalů ve stojině průvlaku, které umožňují lepší přístup při připojování pásnic nosníku.

Návrh přípojí centrického ztužení je zaměřen především na posudek přetížení připojení osově namáhaných prutů, proto je vhodné se při navrhování přípojí těchto prutů vyhnout možným excentricitám a nerovnoměrně namáhaným svarům.

Při návrhu excentrického ztužení je kladen důraz především na vhodný návrh seismických spojovacích článků, v nichž je předpokládán vznik plastického mechanismu. Tohoto chování může být docíleno zmenšením profilu a snížením pevnosti materiálu samotného seismického spojovacího článku, čímž je zaručeno, že k plastickým deformacím dojde právě v jednotlivých člancích.

Seznam použité literatury

1. **Čada, Zdeněk.** *Vliv technické a přírodní seizmicity na stavební konstrukce se zaměřením na konstrukce ze zdících materiálů.* Brno : autor neznámý, 2013. str. 31. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky.
2. Come funzionano i sismografi. <http://lnx.sinapsi.org/>. [Online] <http://lnx.sinapsi.org/wordpress/2015/11/09/come-funzionano-i-sismografi/>.
3. **Máca, Jiří.** Odezva konstrukcí na seizmické zatížení. 2015.
4. **Ammon, Charles J.** An Introduction to Plate Tectonics. <http://eqseis.geosc.psu.edu/>. [Online] 7 2001. [Citace:] http://eqseis.geosc.psu.edu/~cammon/HTML/Classes/IntroQuakes/Notes/plate_tect01.html.
5. *EUROKÓD 8 pro zemětřesení.* **Salajka, Vlastislav.** 2010.
6. ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování.* Praha : Český normalizační institut, 2003.
7. ČSN EN 1998-1. *Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby.* Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
8. ČSN EN 1993-1-1. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Praha : Český normalizační institut, 2006. str. 124.
9. ČSN 73 1401. *Česká technická norma. Navrhování ocelových konstrukcí.* místo neznámé : Český normalizační institut, 1998. str. 136.
10. **Praze, České vysoké učení technické v Praze.** *Navrhování ocelových konstrukcí a dřevěných konstrukcí podle evropských norem.* Praha : autor neznámý, 2007.
11. **Máca, Jiří.** Výpočet odezvy podle EC8. 2015.
12. **ArcelorMittal.** Earthquake Resistant Steel Structures. *ArcelorMittal.* [Online] 2015. http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/1-Sales_programme_Brochures/Earthquake/Earthquake_EN.pdf.
13. **Landolfo, Raffaele.** Seismic design of steel structures. *eurocodes.jrc.ec.europa.eu.* [Online] 10 2014. http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/2014_07_WS_Steel/presentations/09b_Eurocodes_Steel_Workshop_LANDOLFO.pdf.
14. **Fischer, Ondřej.** Nová norma pro navrhování konstrukcí odolných proti účinkům zemětřesení. *Časopis stavebnictví.* [Online] 3 2009. http://www.casopisstavebnictvi.cz/nova-norma-pro-navrhovani-konstrukci-odolnych-proti-ucinkum-zemetreseni_A2126_I29.
15. **Hamburger, Ronald O., a další, a další.** Seismic Design Technical Brief No. 2, Seismic Design of Steel. *NEHRP.* [Online] 6 2009. <http://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr9-917-3.pdf>.

16. **Gomez, Ivan, Kanvinde, Amit a Deierlein, Gregory.** EXPOSED COLUMN BASE CONNECTIONS SUBJECTED TO. *Nees.org*. [Online] 5 2010.
https://nees.org/resources/840/download/AISC_Report_2_Phase4.pdf.
17. **Astaneh-Asl, Abolhassan.** Seismic Behavior and Design of Base Plates in Braced Frames. <http://www.abarsazeha.com/>. [Online] 6 2008.
http://www.abarsazeha.com/images/ScinteficResources/Steeltips/SSEC_TIP_102.pdf.
18. **Navrátilová, Martina.** *Nelineární dynamická analýza konstrukce zatížena seismickými účinky*. Brno : autor neznámý, 2015. str. 79. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta .
19. **Havlíková, Ivana.** *Dynamická analýza konstrukce zatížené seismickým zatížením*. Brno : autor neznámý, 2012. str. 66. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky.
20. **Janošková, Lenka.** *Dynamická analýza konstrukce zatížené seismickým zatížením*. Brno : autor neznámý, 2012. str. 86. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky.
21. **Šabatka, Lubomír; Wald, František; Kabeláč, Jaromír; Kolaja, Drahomír.** Vnitřní síly působící na styčník a globální analýza ocelových konstrukcí. *Konstrukce.cz*. [Online] 12. 6 2016. [Citace: 18. 11 2016.] <http://www.konstrukce.cz/clanek/vnitri-sily-pusobici-na-styčník-a-globalni-analyza-ocelovych-konstrukci/>.
22. **Gerfen, Katie.** Pin-Fuse Joint. *ARCHITECT*. [Online] 11. 8 2009. [Citace: 03. 12 2016.] http://www.architectmagazine.com/awards/r-d-awards/pin-fuse-joint_o.
23. HIGH STRENGTH CONNECTORS. *CASTCONNEX*. [Online] [Citace: 7. 12 2016.] <http://www.castconnex.com/products/high-strength-connectors>.
24. **Liu, Judy.** Engineering purdue. [Online] [Citace: 30. 1 2016.] https://engineering.purdue.edu/~jliu/courses/CE591/PDF/CE591MomentConn_F13.pdf.
25. Ductile. *GEM NEXUS*. [Online] 15. 6 2013. [Citace: 30. 11 2016.] <https://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/ductile--duc>.
26. BRBF_system. *Star Seismic Europe Ltd*. [Online] [Citace: 19. 12 2016.] http://www.starseismic.eu/BRBF_system.
27. ČSN EN 1991-1-1. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení -Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha : Český normalizační institut, 2004. str. 44.
28. ČSN EN 1991-1-3. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. Praha : Český normalizační institut, 2005. str. 51.
29. ČSN EN 1991-1-4. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha : Český normalizační institut, 2007. str. 124.
30. ČSN EN 1993-1-8. *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků*. Praha : Český normalizační institut, 2006.

Seznam použitých zkratk

Velká písmena latinské abecedy

A_{Ed}	návrhová hodnota seismického zatížení
A_{Ek}	charakteristická hodnota seismického pro referenční dobu návratu
E_E	účinek seismického zatížení
F_{Ed}	návrhová hodnota zatížení (vnitřní síla)
F_{Rd}	návrhová hodnota odolnosti (vnitřní síla)
F_b	smyková seismická síla (v patě, v základu)
F_e	seismická síla působící na pružnou konstrukci
F_i	vodorovná seismická síla v i -tém podlaží
F_{ult}	síla při maximální posunutí (např. vrcholu budovy)
F_y	seismická síla vypočtená součinitelem duktility
G_k	charakteristická hodnota stálého zatížení
L	rozpětí nosníku
M_{Ed}	návrhový ohybový moment podle výpočtu pro seismickou návrhovou situaci
$M_{j,Rd}$	návrhová momentová únosnost přípoje
$M_{p,link}$	návrhová momentová odolnost seismického spojovacího článku
$M_{pl,Rd}$	návrhová hodnota plastického momentu odolnosti prvku v koncových bodech
$N_{Ed,E}$	osová síla podle výpočtu na samotné seismické zatížení
$N_{Ed,G}$	osová síla vyvolaná neseismickými zatíženími
N_{Ed}	návrhová osová síla podle seismického výpočtu pro seismickou návrhovou situaci
$N_{Pl,Rd}$	návrhová hodnota plastické odolnosti v tahu úplného průřezu prvku
N_{SPT}	počet úderů při standardní penetrační zkoušce
P	příslušná reprezentativní hodnota zatížení od předpětí
P_{NCR}	referenční pravděpodobnost překročení referenčního seismického zatížení během 50 let při požadavku vyloučení zřícení
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
R_d	návrhová hodnota pevnosti
R_{fy}	plastická odolnost připojeného disipativního členu příslušná návrhové hodnotě meze kluzu materiálu
S	součinitel podloží
$S_d(T)$	návrhové spektrum (pro výpočet za pružného stavu)

$S_e(T)$	spektrum pružné odezvy na vodorovné zrychlení podloží, tzv. „spektrum pružné odezvy“. Spektrální zrychlení určené tímto spektrem, odpovídající hodnotě $T = 0$, je rovno návrhovému zrychlení podloží typu A násobenému součinitelem podloží S
$S_{j,ini}$	počáteční rotační tuhost přípoje
T	perioda vlastních kmitů pružné soustavy s jedním stupněm volnosti
T_B	nejmenší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
T_C	největší perioda kmitů, které přísluší konstantní hodnota spektra pružného zrychlení
T_D	doba kmitů, při níž začíná obor konstantní hodnoty spektra pružného posunu
T_{NCR}	referenční doba návratu referenčního seismického zatížení při požadavku vyloučení zřícení
T_k	perioda k -tého vlastního tvaru kmitání
$V_{Ed,G}$	posouvající síla vyvolaná neseismickými zatíženími
$V_{Ed,M}$	posouvající síla odpovídající plastickým momentům odolnosti na obou koncích nosníku
V_{Ed}	návrhová posouvající síla podle výpočtu pro seismickou návrhovou situaci
$V_{Pl,Rd}$	návrhová hodnota smykové odolnosti úplného průřezu
$V_{p,link}$	návrhová smyková odolnost seismického spojovacího článku
$V_{wp,Ed}$	návrhová posouvající síla ve stojině podle výpočtu na účinky návrhových hodnot seismického zatížení
$V_{wp,Rd}$	návrhová smyková odolnost stojiny

Malá písmena latinské abecedy

a_g	návrhové zrychlení podloží typu A
a_{gR}	referenční špičkové zrychlení podloží typu A
a_{vg}	návrhové svislé zrychlení podloží
c_u	smyková pevnost neodvodněné zeminy
d_e	posun bodu konstrukce, stanovený na základě návrhového spektra odezvy
d_r	návrhová hodnota průměrného mezipodlažního posunu
e	délka seismického spojovacího článku
e_L	limitní délka pro dlouhé seismické spojovací články
e_s	limitní délka pro středně dlouhé seismické spojovací články
$f_{y,max}$	horní hodnota meze kluzu oceli
f_y	jmenovitá mez kluzu oceli

g_k	charakteristická hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení nebo přímkového zatížení
g_k	charakteristická hodnota tíhy na jednotku plochy nebo tíhy na jednotku délky
k	počet tvarů kmitání použitých ve výpočtu
m	celková hmotnost stavby nad základovou spárou
m_i	hmotnost i -tého podlaží
m_j	hmotnost j -tého podlaží
n	počet podlaží nad základovou spárou nebo nad vrchem tuhého základu
q	součinitel duktility
q_d	součinitel duktility pro výpočet posunu
r	frekvenční poměr
s_i	posun hmoty m_i v základním tvaru kmitání stavby
s_j	posun hmoty m_j v základním tvaru kmitání stavby
t_f	tloušťka pásnice seismického spojovacího člunku
t_w	tloušťka stěny seismického spojovacího člunku
u_e	vypočtené posunutí
u_{ult}	maximální posunutí (např. vrcholu budovy)
u_y	hodnota posunutí při vzniku prvního plastického kloubu
$v_{s,30}$	průměrná rychlost šíření povrchových vln ve vrchních 30 m půdního profilu při poměrném smykovém přetvoření do 10^{-5}

Písmena řecké abecedy

α_1	násobek návrhového vodorovného seismického zatížení při vzniku prvního plastického kloubu v konstrukci
α_{cr}	součinitel kritického zatížení při ztrátě stability
α_u	násobek návrhového vodorovného seismického zatížení při vzniku celkového plastického mechanismu
γ_1	součinitel významu
γ_i	dílčí součinitel (bezpečnosti nebo použitelnosti)
γ_{ov}	součinitel navýšení pevnosti materiálu
δ_{lim}	limitní vodorovný posun konstrukce
θ_{Ed}	natočení přípoje od návrhového momentu
θ_p	rotační kapacita plastického kloubu

θ_{pR}	limitní natočení seismického spojovacího članku
$\psi_{2,i}$	součinitel kombinace pro náhradní stálou hodnotu i -tého proměnného zatížení
$\psi_{E,i}$	součinitel kombinace pro i -té proměnné zatížení, uvažovaný při výpočtu účinku návrhového seismického zatížení
Ω	součinitel pro určení rovnoměrnosti disipace energie po konstrukci
δ	vodorovný posun konstrukce
η	korekční součinitel útlumu
λ	opravný součinitel pro vícepodlažní objekty
ξ	koeficienty tlumení pro vlastní tvary
ρ	modální korelační koeficienty zohledňující míru ovlivnění účinků vlastních tvarů
ν	redukční součinitel zohledňující menší dobu návratu seismického zatížení
φ	součinitel zohledňující využití konstrukce a vzájemnou závislost užitého zatížení
ω	frekvence vlastních tvarů

Seznam příloh

- 01 Detail připojení průvlaků
- 02 Detail připojení centrického ztužení
- 03 Detail seismického spojovacího članku
- 04 Detail kotvení
- 05 Detail souhrnného styčnicku